REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment à usage multiples
Avec le nouveau règlement RPA 2024

Présenté par

ZOUBIRI Asmaa

Proposé et Dirigé par

Mme: BACHENE Sara

Promotion Juin 2025

Remerciement

Ces jours marque la fin de longue période d'étude au terme de notre formation en générale et de projet de fin d'étude en particulier,

Tout d'abord, je remercie Dieu infiniment, Le Tout-Puissant, qui m'a accordé la patience, la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail. Car nul succès n'est possible sans Sa volonté.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon enseignante et encadrante, Madame ***BACHENE Sara****, pour son accompagnement précieux tout au long de ce travail.*
Ses conseils avisés, sa disponibilité, ainsi que sa bienveillance ont grandement contribué à l'aboutissement de ce mémoire.
Je lui adresse mes sincères remerciements et lui souhaite une pleine réussite dans la poursuite de sa carrière.

Je remercie également les membres du jury pour l'attention qu'ils ont portée à ce mémoire et pour le temps qu'ils lui consacreront.

Je n'oublie pas de remercier vivement et de tout cœur, L'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Je remercie vivement l'ensemble du personnel de l'organisme de contrôle technique de construction pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et leur professionnalisme tout au long de mon stage.
Je tiens à exprimer ma gratitude en particulier à Monsieur ***BELKACEM Hamza****, ingénieur en génie civil, ainsi qu'à Monsieur* ***TCHOUKTCH Belkacem****, pour leurs conseils précieux et le partage de leur riche expérience.*

Enfin, je remercie moi-même pour ma capacité à surmonter tous les défis rencontrés au cours de ces années d'études, avec patience, courage et une volonté constante.

je remercie du fond du cœur ma famille, en particulier mes parents, pour leur amour inconditionnel, leurs prières, leur soutien moral et matériel, sans lesquels je n'aurais pu arriver jusqu'ici.

À toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce mémoire, je dis sincèrement : merci !

Dédicaces

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail:

À Allah,

Par Sa grâce s'accomplissent les bonnes choses. À Celui qui a semé la patience dans mon cœur, éclairé mon chemin et m'a donné la force dans chaque moment de faiblesse. Louange à Lui autant que le nombre de ce qui a été, de ce qui sera, et de chaque souffle et mouvement.

À moi-même,

Celle qui s'est toujours appuyée sur sa propre volonté et sa persévérance,
Celle qui n'a jamais abandonné malgré les obstacles et les défis.
Par mon travail acharné et ma détermination, j'ai tracé mon chemin vers les sommets, Prouvant que le succès appartient à ceux qui croient en eux-mêmes et ne cessent jamais de lutter.
Que ce message me rappelle toujours que je suis capable de réaliser les plus grandes réussites, Grâce à ma foi en moi-même et à ma volonté.

***À mes chers parents**,*

Mes premiers repères, mon refuge et ma force silencieuse.
Merci pour votre amour inconditionnel, vos prières, et vos sacrifices faits dans l'ombre pour que je puisse avancer.
Chaque pas que je fais vers la réussite porte la trace de votre présence, chaque victoire est aussi la vôtre. Je vous dédie ce modeste travail, car sans vous, rien n'aurait été possible.

À mon frère et à mes sœurs,
***Walid, Fella**, **Amira**, **Malek**, **Nour elyakine**.*

À toute ma famille
*Sans exception sur tout ma chère tante **KIAR Soumia** et ses enfants.*

Et spécial dédicace à celui qui a toujours été à mes côtés, pour un soutien précieux et une présence importante à chaque étape.

À mes enseignants et enseignantes,

À l'ensemble de l'équipe du Département de Génie Civil,
*Et tout particulièrement à Madame **BOUKHELKHAL Djamila**,*
Cheffe de Département.

Zoubiri Asmaa

ملخص:

هذا العمل يتمثل في دراسة مبنى يتكون من طابق تحت أرضي، وطابق أرضي، وسبعة طوابق، مخصّص للاستعمال السكني والتجاري، ومن المقرر إنجازه في ولاية المدية بلدية المدية، المصنفة في المنطقة الزلزالية 5 مجموعة البلديات A ,حسب حسب القانون الجزائري المضاد للزلازل (RPA2024).

مقاومة المبنى للحمولات الأفقية والعمودية محققة بواسطة نظام تسليح جانبي مختلط، مكافئ للجدران الحاملة.

تم تحديد أبعاد وتسليح جميع العناصر الحاملة وفقًا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر: القواعد الزلزالية الجزائرية (RPA2024)قواعد التصميم و حساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93).

تم بعد ذلك مقارنة النتائج المحصّل عليها مع تلك الناتجة عن تطبيق التنظيم السابق (RPA99 نسخة 2003).

وقد مكّنتنا الاستعانة ببرنامج Autodesk Robot Structural Analysis 2024 من نمذجة المبنى والحصول على العزوم والقوى في مختلف توليفات الأحمال.

وأخيرًا، قمنا بدراسة البنية التحتية للمبنى من خلال حساب الأساسات.

كلمات مفتاحية:

دراسة زلزالية، خرسانة مسلحة، استقرار بناية، مقاومة المواد،RPA2024 ، دراسة مقارنة.

Résumé:

Ce travail consiste en une étude d'un bâtiment composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de sept étages, à usage résidentiel et commercial, dont la réalisation est prévue dans la wilaya de Médéa à Médéa, classée en zone sismique V groupe de communes A. selon le règlement parasismique algérien (RPA 2024).

La résistance du bâtiment aux charges horizontales et verticales est assurée par un Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles.

Les dimensions et le ferraillage de tous les éléments porteurs ont été déterminés conformément aux normes et règlements en vigueur en Algérie : le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) et le Code de calcul des structures en béton armé (CBA93). Les résultats obtenus ont ensuite été comparés à ceux issus de l'application de la réglementation précédente (RPA99 version 2003).

L'utilisation du logiciel Autodesk Robot structurel analysis 2024 nous a permis de modéliser le bâtiment et d'obtenir les moments et les efforts dans les différentes combinaisons de charges.

Enfin, nous avons étudié l'infrastructure du bâtiment à travers le calcul des fondations.

Mots clés:

Etude sismique, béton armé, stabilité du bâtiment, résistance des matériaux, RPA2024, étude comparative.

Abstract:

This work consists of a study of a building composed of a basement, a ground floor, and seven upper floors, intended for residential and commercial use. The construction is planned in the Wilaya of Médéa in Médéa, which is classified in seismic zone V, commune group A, according to the Algerian Seismic Code (RPA 2024).

The building's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a mixed bracing system, equivalent to shear walls

The dimensions and reinforcement of all load-bearing elements were determined in accordance with the standards and regulations in force in Algeria: the Algerian Seismic Code (RPA 2024) and the Code for the Design of Reinforced Concrete Structures (CBA93).

The results obtained were then compared to those from the application of the previous regulations (RPA99 version 2003).

The use of the software Autodesk Robot Structural Analysis 2024 allowed us to model the building and obtain the moments and forces under different load combinations.

Finally, we studied the building's infrastructure through the design and calculation of the foundations.

Key words:

Sismic study, reinforced concrete, bulding stability, strength of materials, RPA2024, comparative study.

Sommaire

Liste des figures I
Liste des tableaux II
Abréviations et notation VI
Les plans architecturaux VIII
Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage
I.1.Introduction 2
I.2.Présentation de l'ouvrage 2
I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment 2
I.3.1.Dimensions en élévation 2
I.3.2.Dimensions en plan 2
I.4.Classification de l'ouvrage 2
I.4.1.Classification de la zone sismique 2
I.4.2.Classifications de l'ouvrage selon leur importance 2
I.4.3.Classification du sol 3
I.4.4.Classification du système de contreventement 3
I.5.Conception structurelle 3
I.5.1.Plancher 3
I.5.2.Escaliers 3
I.5.3.Maçonnerie 3
I.5.4.Revêtement 3
I.5.5.Acrotère 3
I.5.6.Le plafond 3
I.5.7. Ascenseur 3
I.5.8. Balcon 3
I.5.9. Infrastructure 3
I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux 4
I.6.1.Béton 4
I.6.2.Les Aciers 4

Chapitre II : Pré-Dimensionnement des éléments structuraux
II.1.Introduction 5
II.2.Pré-dimensionnement des planchers 5
II.2.1.Plancher à corps creux 5
II.2.2.Dalle pleine 5
II.3.Evaluation des charges et surcharges 6
II.3.1.Maçonnerie 6
II.3.2.Plancher terrasse inaccessible 6
II.3.3.Plancher courant 6
II.3.4.Plancher RDC 7
II.3.5 Dalle pleine Terrasse 7
II.3.6 Dalle pleine étage courante 7
II.4.Pré dimensionnement des poutres 7
II.5.Pré dimensionnement des longrines 8
II.6.Pré dimensionnement des poteaux 8
II.6.1.Etapes de pré dimensionnement des poteaux 8
II.6.2.Calcul l'effort normale ultime N_u 9

II.6.3.La surface reprise par le poteau…… 9
II.6.4.Détermination des charges permanentes…….. 10
II.6.5.Détermination des Surcharge d'exploitation…… 10
II.6.6. Détermination de l'effort normal ultime…… 10
II.6.7.Vérification des conditions selon l'RPA 2024…….. 11
II.7.Pré dimensionnement des Voiles……..... 11

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

III.1.L'acrotère…….. 13
III.1.1.Évaluation des charges et surcharges …… 13
III.1.2.Détermination des efforts …… 13
III.1.3.Calcul de Ferraillage a l'ELU…… 13
III.1.4.Vérification des contraintes normales de traction a l'ELS…… 13
III.1.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 14
III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme …… 14
III.2.Plancher corps creux …… 15
III.2.1.La dalle de compression…… 15
III.2.2.Les poutrelles…… 16
III.2.3.Ferraillage des poutrelles …… 20
III.2.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 21
III.2.5.Vérification de la flèche à l'ELS …… 21
III.3.Les escaliers…….. 22
III.3.1.Dimensionnement …….. 22
III.3.2.Évaluation des charges et surcharges…… 23
III.3.3.Détermination des sollicitations…… 23
III.3.4.Determination des efforts…… 24
III.3.5.Calcul de ferraillage à l'ELU…….. 24
III.3.6.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 25
III.3.7.Vérification de la flèche à l'ELS…… 25
III.3.8.Poutre palier…… 26
III.3.8.1.Pré dimensionnement des poutres …… 26
III.3.8.2.Évaluation des charges …… 27
III.3.8.3.Combinaison de charges…… 27
III.3.8.4.Calcul des sollicitations …… 27
III.3.8.5.Calcul de ferraillage l'ELU…… 27
III.3.8.6.Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 27
III.3.8.7.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…….. 27
III.3.8.8.Vérification de la flèche à l'ELS…… 27
III.4.Les dalles pleines…… 28
III.4.1.Calcul de ferraillage à l'ELU…… 28
III.4.2.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 28
III.4.3.Vérification de la flèche à l'ELS…….. 29
III.5.La dalle machine…… 29
III.5.1.Introduction…… 29
III.5.2.Dimensionnement…… 29
III.5.3.Évaluation des charges et surcharges…… 29
III.5.4. Déterminations des moments…… 30
III.5.5.Calcul de ferraillage à l'ELU…… 30
III.5.6.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 31

III.5.7.Vérification de la flèche à l'ELS…… 31
III.6.Les balcons…… 31
III.6.1.Introduction…… 31
III.6.2.Pré-dimensionnement …… 31
III.6.3.Évaluation des charges et surcharges…… 32
III.6.4.Calcul des moments et des efforts tranchant…… 33
III.6.5.Calcul de ferraillage à l'ELU…… 33
III.6.6.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 33
III.6.7.Vérification de la flèche à l'ELS …… 34

Chapitre IV : Etude dynamique selon RPA 2024

IV.1. Introduction …….. 35
IV.2. Critères de classification par RPA 2024…… 35
IV.2.1. Classification des zones sismiques…… 35
IV.2.2. Classification de site…… 35
IV.2.3. Actions sismiques…… 35
IV.2.4. Classification des bâtiments selon leur importance…… 35
IV.2.5. Classification des systèmes de contreventement…… 35
IV.2.6. Coefficient de comportement global de la structure …… 36
IV.2.7. Classification des boitements selon leur configuration…… 36
IV.2.8. Facteur de qualité…… 36
IV.3. Modélisation de la structure …… 36
IV.3.1. Introduction…… 36
IV.3.2. Analyse de notre structure…… 37
IV.3.2.1. Structure auto-stable…… 37
IV.3.2.2. Dispositions des voiles…… 37
IV.4. Choix de la méthode de calcul…… 38
IV.4.1. Introduction…… 38
IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale…… 38
IV.4.2.1. Principe de la méthode…… 38
IV.4.2.2. Modélisation…… 38
IV.4.2.3. Spectre de réponse de calcul…… 38
IV.4.3. Analyse modale…… 39
IV.4.3.1. Comportement modal…… 39
IV.4.3.2. Participation massique…….. 39
IV.4.3.3. Analyse statique et dynamique…… 40
IV.4.3.3.1. Stabilité de la structure…….. 40
IV.5. Résistance des éléments…… 44
IV.6. Conclusion…… 46

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux selon RPA 2024

V.1.Introduction …… 47
V.2.Les combinaisons des charges…… 47
V.3.Ferraillage des poutres…… 47
V.3.1.Armatures longitudinales…… 47
V.3.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires …… 48
V.3.3.Vérification des poutres selon les conditions RPA 2024 et CBA93…….. 48
V.3.4.Vérification des contraintes à l'ELS…….. 48
V.3.5.Vérification de cisaillement des éléments…….. 48

V.3.6.Vérification de la flèche à l'ELS…… 49
V.3.7.Armatures transversales …… 49
V.3.8.Schémas de ferraillage des poutres …… 50
V.4.Ferraillage des poteaux…… 51
V.4.1.Armatures longitudinales……. 51
V.4.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage …… 51
V.4.3.Vérification des contraintes à l'ELS…….. 53
V.4.4.Les armatures transversales …….. 53
V.4.5. Schémas de ferraillage des poteaux…… 55
V.5.Ferraillage des voiles …….. 55
V.5.1.Ferraillage des éléments de rive ……. 55
V.5.2.Ferraillage de l'âme……. 56
V.5.3.Vérification des contraintes à l'ELS…… 57
V.5.4.Schéma de ferraillage des voiles…….. 57

Chapitre VI : Application du RPA 2003 au bâtiment étudié

VI.1. Etude dynamique selon l'ancien règlement RPA2003…… 58
VI.1.1. Critères de classification par RPA 2003…… 58
VI.1.1.1. Classification des zones sismiques …… 58
VI.1.1.2. Classification de site …… 58
VI.1.1.3. Actions sismiques …… 58
VI.1.1.4. Classification des bâtiments selon leur importance…… 58
VI.1.1.5. Classification des systèmes de contreventement…… 58
VI.1.1.6. Coefficient de comportement global de la structure…… 58
VI.1.1.7. Facteur de qualité…… 58
VI.1.2. Calcul de la force sismique …… 59
VI.1.3. Analyse modale …… 59
VI.1.3.1. Comportement modal…… 59
VI.1.3.2.Participation massique …… 59
VI.1.4.Analyse statique et dynamique…… 60
VI.1.4.1. Stabilité de la structure…… 60
VI.1.4.1.1. Calcul de la force sismique totale …… 60
VI.1.5. Résistance des éléments…… 64
VI.1.6. Conclusion …….. 65
VI.2.Ferraillage des éléments structuraux selon l'ancien règlement RPA2003…… 65
VI.2.1.Introduction…….. 65
VI.2.2.Les combinaisons des charges…… 65
VI.2.3.Ferraillage des poutres…… 65
VI.2.3.1.Armatures longitudinales…… 66
VI.2.3.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires…… 66
VI.2.3.3.Vérification des poutres selon les conditions RPA 2003 et CBA93 …… 66
VI.2.3.4.Vérification des contraintes à l'ELS…… 66
VI.2.3.5.Vérification de cisaillement des éléments…… 67
VI.2.3.6.Vérification de la flèche à l'ELS…… 67
VI.2.3.7.Armatures transversales…… 67
VI.2.3.8.Schémas de ferraillage des poutres…… 68
VI.2.4.Ferraillage des poteaux…… 69

VI.2.4.1.Armatures longitudinales…… 69
VI.2.4.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage…… 69
VI.2.4.3.Les armatures transversales…… 71
VI.2.4.4. Schémas de ferraillage des poteaux…… 72
VI.2.5.Ferraillage des voiles …… 72
VI.2.5.1.Ferraillage des éléments de rive (aciers verticaux)…… 72
VI.2.5.2.Ferraillage de l'âme (Armatures réparties)…… 72
VI.2.5.3.Vérification des contraintes à l'ELS …… 73
VI.2.5.4.Schéma de ferraillage des voiles…… 74
VI.3.Comparaison entre l'application du RPA 2003 et du RPA 2024 sur le bâtiment étudié…….. 74
VI.3.1.Classification et critères généraux……..... 74
VI.3.2. Analyse modale ……... 75
VI.3.3 Spectre de réponse ……... 75
VI.3.4. Analyse statique et dynamique……..... 76
VI.3.5. Dimensions des éléments structuraux…… 76
VI.3.6. Ferraillage des poutres……. 76
VI.3.7. Ferraillage des poteaux……..... 77
VI.3.8. Ferraillage des voiles……. 77
VI.3.9.Conclusion…… 78

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure
VII.1.Introduction…… 79
VII.2.Types de fondations……... 79
VII.3. Caractéristiques du sol…… 79
VII.4.Les combinaisons des charges…….. 79
VI.5.Etude préliminaire du choix de type de semelle……. 79
VII.6.Calcul des semelles isolées…… 79
VII.6.1.Dimensionnement des semelles isolées…….. 79
VII.6.2.Vérification au non poinçonnement…… 80
VII.6.3.Vérification du chevauchement entre les semelles……. 81
VII.7.Calcul des semelles filantes ……. 81
VII.7.1.Dimensionnement des semelles filantes……. 81
VII.7.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes …….. 81
VII.8.Calcul des semelles filantes croisées …….. 81
VII.8.1.Dimensionnement des semelles filantes croisées…… 81
VII.8.2.Vérification de la condition de surface de semelle…… 82
VII.9. Etude du Radier général……. 82
VII.9.1.Prédimensionnement du radier……. 82
VII.9.2.Vérification des contraintes dans le sol…… 84
VII.9.3. Ferraillage du radier …… 85
VII.9.3.1.Ferraillage de la dalle du radier ……. 86
VII.9.3.2.Ferraillage longitudinal des nervures…….. 87
VII.9.3.3.Schémas de ferraillage des nervures…….. 88

Conclusion générale et perspectives…… 89

Bibliographie

Annexes

Listes des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure.I.1. Dimensions en plan de la structure…….... 2

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1.Coupe du plancher à corps creux…… 5
Figure II.2.Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité…… 9
Figure II.3. Coupe de voile en élévation. 11
Figure II.4. Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations…… 12

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

Figure III.1.Dimensions de l'acrotère…….... 13
Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère…….....…… 14
Figure III.3.Disposition des armatures de la dalle de compression…….. 15
Figure III.4.Poutrelle avant coulage…… 16
Figure III.5. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages…… 20
Figure. III.6. Ferraillage des poutrelles…… 20
Figure III.7.Schéma statique des escaliers…… 22
Figure III.8.Chargement dans l'escalier …… 24
FigureIII.9. Schéma de ferraillage de d'escalier…… 26
Figure II.10. Schéma de la dalle machine…… 29
Figure III.11.Ferraillage de la dalle machin…… 31
Figure III.12.Chargement dans les balcons…… 33
Figure III.13.Plan de ferraillage du balcon…… 34

Chapitre IV: Etude dynamique selon RPA 2024

Figure. IV.1. Disposition finale des voiles…… 35
Figure IV.2. Spectre de réponse (X) et (Y) …… 37
Figure IV.3. Spectre de réponse (X) et (Y)…….. 39

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux Selon RPA 2024

Figure V.1.Ferraillage des poutres principales…… 50
Figure V.2.Ferraillage des poutres secondaires porteuses…… 50
Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires…… 50
Figure V.4.Disposition des armatures dans les poteaux…… 55
Figure V.5. Ferraillage des voiles de contreventement…… 57

Chapitre VI : Application du RPA 2003 au bâtiment étudié

Figure VI.1.Ferraillage des poutres principales…… 68
Figure VI.2.Ferraillage des poutres secondaires porteuses…… 68
Figure VI.3.Ferraillage des poutres secondaires…… 68
Figure VI.4.Disposition des armatures dans les poteaux…….. 72
Figure VI.5. Ferraillage des voiles de contreventement…… 74

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1.Bulbes de pression dans les semelles isolées……..... 81
Figure VII.2. Coupe du radier…… 84
Figure VII.3.Distribution des contraintes à l'ELS…… 84
Figure VII.4.Distribution des contraintes à l'ELU…… 85
Figure VII.5.Distribution des contraintes à l'ELA…… 85
Figure VII.6. Schéma du panneau le plus défavorable…… 86
Figure VII.7. Figure VII.7. Ferraillage des nervures. …… 88

Listes des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Caractéristique de l'acier…… 4
Tableau I.2.Autres caractéristiques de l'acier…… 4

Chapitre II: Pré-Dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1.Charges du mur simple cloison…… 6
Tableau II.2.Charges du mur double cloison…… 6
Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse (plancher à corps creux)…… 6
Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant…… 6
Tableau II.5. Charge permanente du plancher RDC…… 7
Tableau II.6. Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse en dalle pleine…… 7
Tableau II.7.Evaluation de la charge permanente du plancher courant …… 7
Tableau II.8.Pré-dimensionnement des poutres…… 8
Tableau II.9.Prédimensionnement des poteaux…… 9
Tableau II.10.Calcul de l'effort normal limite admissible de chaque niveau…… 9
Tableau II.11.Détermination des charges permanentes…… 10
Tableau II.12.Détermination des charges d'exploitation…… 10
Tableau II.13.Vérifications du ($1.1N_{ultime} \leq \overline{N_u}$)…… 11
Tableau II.14.Vérification des conditions selon le [RPA2024]…… 11

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1.Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS…… 13
Tableau III.2.Armatures verticales et horizontales…… 13
Tableau III.3.Charge et surcharge…… 16
Tableau III.4.Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.
Tableau.III.5. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELU…… 17
Tableau.III.6. Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELS…… 17
Tableau.III.7. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELU…… 17
Tableau.III.8.Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS…… 17
Tableau.III.9. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELU…… 17
Tableau.III.10. Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELS …… 17
Tableau.III.11. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELU. 18
Tableau.III.12. Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELS…… 18
Tableau.III.13. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU.. 18
Tableau.III.14.Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS…… 18
Tableau.III.15. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELU… 18
Tableau.III.16.Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELS…… 18
Tableau.III.17. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de le RDC à l'ELU…… 19
Tableau.III.18. Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de le RDC à l'ELS…… 19
Tableau.III.19.Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de le RDC à l'ELU…… 19
Tableau.III.20. Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de le RDC à l'ELS…… 19
Tableau.III.21.Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de le RDC à l'ELU…… 19
Tableau.III.22.Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de le RDC à l'ELS…… 19
Tableau III.23.Les moments maximums aux appuis et en travées …… 20

Tableau III.24. Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée…… 20
Tableau III.25. Vérification de la contrainte du béton à l'ELS…… 21
Tableau III.26. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…… 21
Tableau III.27.Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles…….. 21
Tableau III.28.Vérification de la flèche des poutrelles de l'étage courant…… . 21
Tableau III.29.Vérification de la flèche des poutrelles de RDC…….. 22
Tableau III.30.Charge permanente de la paillasse…… 23
Tableau III.31.Charge permanente du palier de repos…… 23
Tableau III.32.Combinaisons des charges dans l'escalier…… 23
Tableau III.33.moments en travée et en appui…… 24
Tableau III.34.Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition dans l'escalier…… 24
Tableau III.35. Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 24
Tableau.III.36.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 25
Tableau III.37.Vérification de la flèche de l'escalier…… 25
Tableau III.38.Pré-dimensionnement de la poutre palière…… 26
Tableau III.39. Les résultats des efforts…… 27
Tableau III.40. Calcul de ferraillage de la poutre palière…… 27
Tableau III.41.Vérification des contraintes normales…….... 27
Tableau III.42.Vérification des contraintes de cisaillement…… 27
Tableau III.43.Vérification de la flèche…… 28
Tableau III.44.moments en travée et en appui…… 28
Tableau III.45.Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition…… 28
Tableau III.46. Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 28
Tableau.III.47.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 28
Tableau III.48.moments en travée et en appui…… 30
Tableau III.49.Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition…… 30
Tableau III.50.Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 30
Tableau.III.51.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 31
Tableau III.52. Evaluation de la charge permanente du balcon terrasse…….. 32
Tableau III.53.Evaluation de la charge permanente du balcon étage courant…… 32
Tableau III.54.Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition…… 33
Tableau III.55.Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 33
Tableau.III.56.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 33

Chapitre IV : Etude dynamique selon RPA 2024

Tableau IV.1.valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse de type 1…….. 35
Tableau IV.2.Valeurs des pondérations P_q…… 36
Tableau IV.3.Calcul de centres de masse etde rigidité de la structure auto-stable …… 37
Tableau IV.4.Le comportement des trois premiers modes auto-stable…… 37
Tableau IV.5. Centre de masse et centre de torsion…… 38
Tableau IV.6.Le comportement des trois premiers modes…… 39
Tableau IV.7. Participation des masses modale…… 39
Tableau IV.8.Valeur de la période(T_0)…… 40
Tableau IV.9. Charges permanentes et charges d'exploitation…… 41

Tableau IV.10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction x-x…… 42
Tableau IV.11. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction y-y…… 42
Tableau IV.12. Vérification de stabilisation…… 42
Tableau IV.13. Vérification de l'effet P-Δ direction x-x…… 43
Tableau IV.14. Vérification de l'effet P-Δ direction y-y…… 43
Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter-étage suivant X…… 44
Tableau IV.16. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…… 44
Tableau IV.17. Vérification de l'effort normal réduit suivant x…… 44
Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux a section augmentée…… 45
Tableau IV.19.Vérification de cisaillement des poteaux…… 45
Tableau IV.20.Vérification de cisaillement des poutres…… 45
Tableau IV.21.Vérification de l'effort normal réduit…… 45
Tableau IV.22.Vérification de cisaillement des voiles…… 46
Tableau IV.23.Vérification de cisaillement des voiles…… 46

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux Selon RPA 2024

Tableau V.1.Les données de calcul…… 47
Tableau V.2.Ferraillage longitudinal des poutres…… 48
Tableau V.3.Vérification des poutres selon RPA2024 et CBA93…… 48
Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS…… 48
TableauV.5.Vérification de cisaillement des poutres…… 48
Tableau V.6.Vérification de la flèche des poutres…… 49
Tableau V.7.Calcul des armatures transversales et leur espacement…… 49
Tableau V.8. La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ACC…… 52
Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS…… 53
Tableau V.10. Les armatures transversales et leurs espacements…… 54
Tableau V.11. Choix des armatures transversales…… 54
Tableau V.12. Choix final des armatures transversales…… 54
Tableau V.13. La section d'armatures verticales de rive (Combinaisons accidentelle)…… 56
Tableau V.14. Les armatures transversales et leurs espacements…… 56
Tableau V.15.La section d'armatures verticales des voiles et leurs espacements. …… 56
Tableau V.16. Les armatures transversales et leurs espacements…… 57
Tableau V.17.Vérification des contraintes normales des voiles…… 57

Chapitre VI : Application du RPA 2003 au bâtiment étudié

Tableau VI.1.Valeurs des pénalités P_q…… 58
Tableau VI.2.Valeurs caractérisant le spectre de réponse…… 59
Tableau VI.3.Le comportement des trois premiers modes…… 59
Tableau VI.4. Participation des masses modale…… 60
Tableau VI.5. Calcul du facteur d'amplification dynamique D…… 61
Tableau VI.6. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction x-x…… 61
Tableau VI.7. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction y-y…… 62
Tableau VI.8. Vérification de stabilisation…… 62
Tableau VI.9. Vérification de l'effet P-Δ direction x-x…… 62

Tableau VI.10. Vérification de l'effet P-Δ direction y-y…… 63
Tableau VI.11. Vérification des déplacements inter-étage suivant X…… 63
Tableau VI.12. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…… 63
Tableau VI.13. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux a section augmentée…… 64
Tableau VI.14.Vérification de cisaillement des poteaux. …… 64
Tableau VI.15.Vérification de cisaillement des poutres…… 64
Tableau VI.16.Vérification de cisaillement des voiles…… 65
Tableau VI.17.Les données de calcul…… 65
Tableau VI.18.Ferraillage longitudinal des poutres…… 66
Tableau VI.19.Vérification des poutres selon RPA2024 et CBA93…… 66
Tableau VI.20.Vérification des contraintes à l'ELS…… 66
Tableau VI.21.Vérification de cisaillement des poutres…… 67
Tableau VI.22.Vérification de la flèche des poutres…… 67
Tableau VI.23.Calcul des armatures transversales et leur espacement…… 68
Tableau VI.24. La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ACC…… 70
Tableau VI.25. Les armatures transversales et leurs espacements…… 71
Tableau VI.26. La section d'armatures verticales de rive (Combinaisons accidentelle)…… 72
Tableau VI.27.La section d'armatures verticales des voiles et leurs espacements…… 73
Tableau VI.28. Les armatures transversales et leurs espacements…… 73
Tableau VI.29.Vérification des contraintes normales des voiles…… 73

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1.Dimensionnement des semelles isolées « S1»…… 80
Tableau VII.2.Dimensionnement des semelles isolées « S2»…… 80
Tableau VII.3.Vérification de poinçonnement sous la semelle isolée S1…… 80
Tableau VII.4.Vérification de poinçonnement sous la semelle isolée S2…… 80
Tableau VII.5. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…… 81
Tableau VII.6. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes…… 81
Tableau VII.7.Vérification de contraintes entre les semelles filantes croisées…… 82
Tableau VII.8.Impacte du poteau le plus sollicité sur la dalle du radier…… 83
Tableau VII.9.Impacte du voile le plus sollicité sur la dalle du radier…… 83
Tableau VII.10. Calcul des sollicitations…… 86
Tableau VII.11. Section d'armatures longitudinales et espacements…… 86
Tableau VII.12. Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 86
Tableau VII.13. Section d'armatures de renforts…… 86
Tableau VII.14. Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 87
Tableau VII.15. Calcul de Ferraillage longitudinal des nervures…… 87
Tableau VII.16.Vérification des contraintes à l'ELS…… 87
Tableau VII.17. Vérification de contrainte normale en travée à l'ELS…… 87
TableauVII.18.Vérification de cisaillement des nervures…… 87
Tableau VII.19.Calcul des armatures transversales et leur espacement…… 88

Abréviations et notation

❖ *Majuscules romaines:*

A: *Section d'acier tendu.*
A': *Section d'acier comprimé.*
A_{max}, A_{min}*: Section d'acier maximale et minimale*
A: *Section d'un cours d'armatures transversales.*
A_{ver}***:*** *Section d'armatures verticales.*
A_h***:*** *Section d'armatures horizontales.*
A_c***:*** *Section d'armatures en partie courante (armatures de peau)*
A_D***:*** *Section d'armatures diagonales.*
B: *Aire du béton.*
B_r***:*** *Section réduite du béton d'un poteau.*
B_t***:*** *Section de la partie tendue.*
L_t***:*** *Largeur de la section tendue.*
M_t***:*** *Masse torsionnelle.*
E.L.S: *Etat Limite de Service.*
E.L.U: *Etat Limite Ultime.*
E_v***:*** *Module de déformation longitudinale différée du béton.*
E_i*: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.*
E_s*: Module de déformation longitudinale de l'acier.*
I: *Moment d'inertie.*
I_e***:*** *Moment d'inertie équivalent.*
M: *Moment fléchissant.*
Mt: *Moment fléchissant en travée d'une poutre.*
Ma: *Moment fléchissant en appui d'une poutre.*
Mu: *Moment fléchissant à l'E.L.U.*
M_{ser}*: Moment fléchissant à l'E.L.S*
N: *Effort normal.*
N_{ser}***:*** *Effort normal de service.*
N_U***:*** *Effort normal ultime.*
T_u***:*** *Effort tranchant ultime*
G: *Charge permanente.*
Q: *Charge d'exploitation.*
E: *Charge sismique.*

❖ *Minuscules romaines:*

h: *Hauteur de la section du béton.*
b: *Largeur de la section du béton.*
b_0***:*** *Largeur de la nervure du béton (section en Té.)*
c, c': *Enrobage supérieur et inférieur.*
d: *Hauteur utile d'une section.*
f: *Flèche.*

f_{cj}: *Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.*
fc28: *Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.*
f_e: *Limite d'élasticité de l'acier.*
f_{tj}: *Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.*
f_{t28}: *Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.*
i: *Rayon de giration.*
I_f: *Longueur de flambement,*
S_t: *Espacement de cours d'armature transversale.*
S_h: *Espacement de cours d'armature horizontale.*
S_v: *Espacement des armatures verticales.*

❖ *Majuscules grecques:*

Δ: Variation.
Σ: *sommation.*
Φ: *Diamètre nominal d'une barre d'aciers.*
W: *poids.*

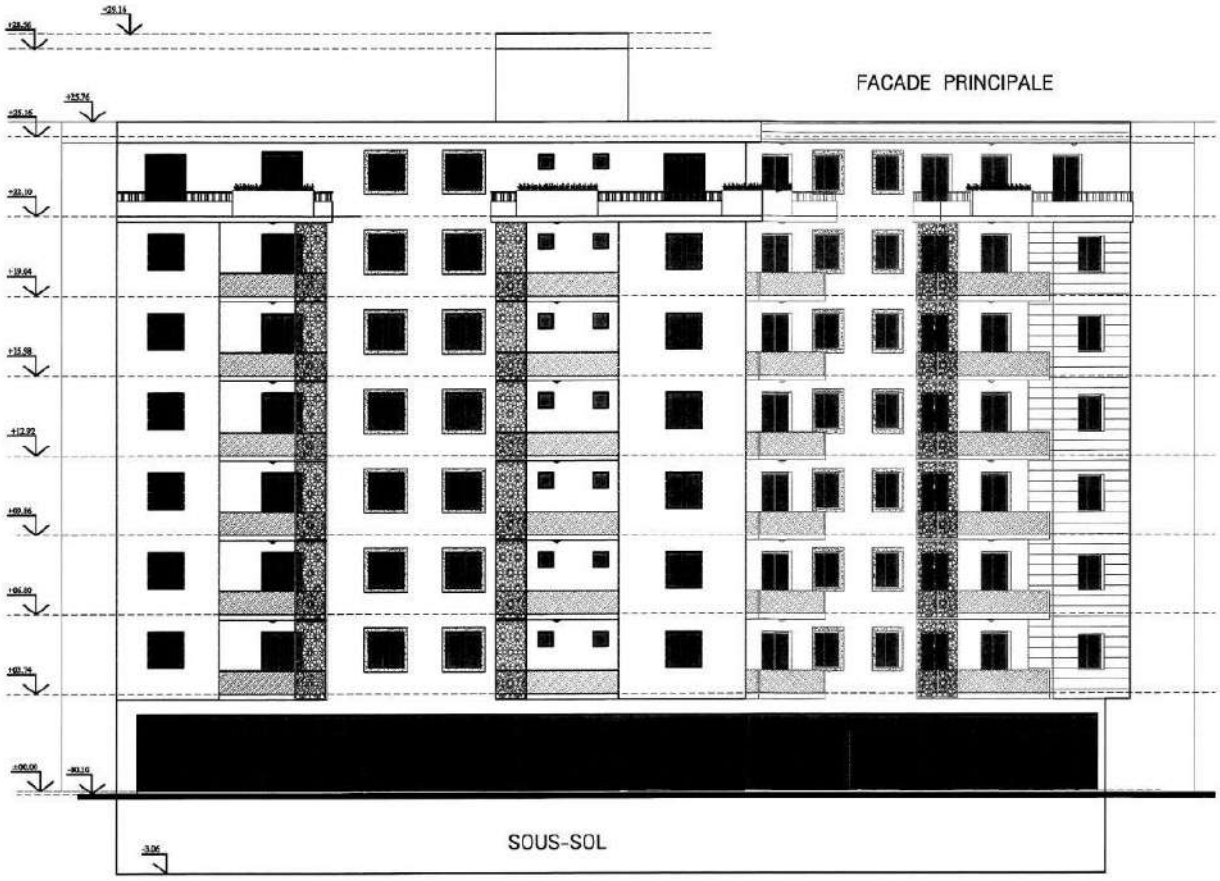
❖ *Minuscules grecques:*

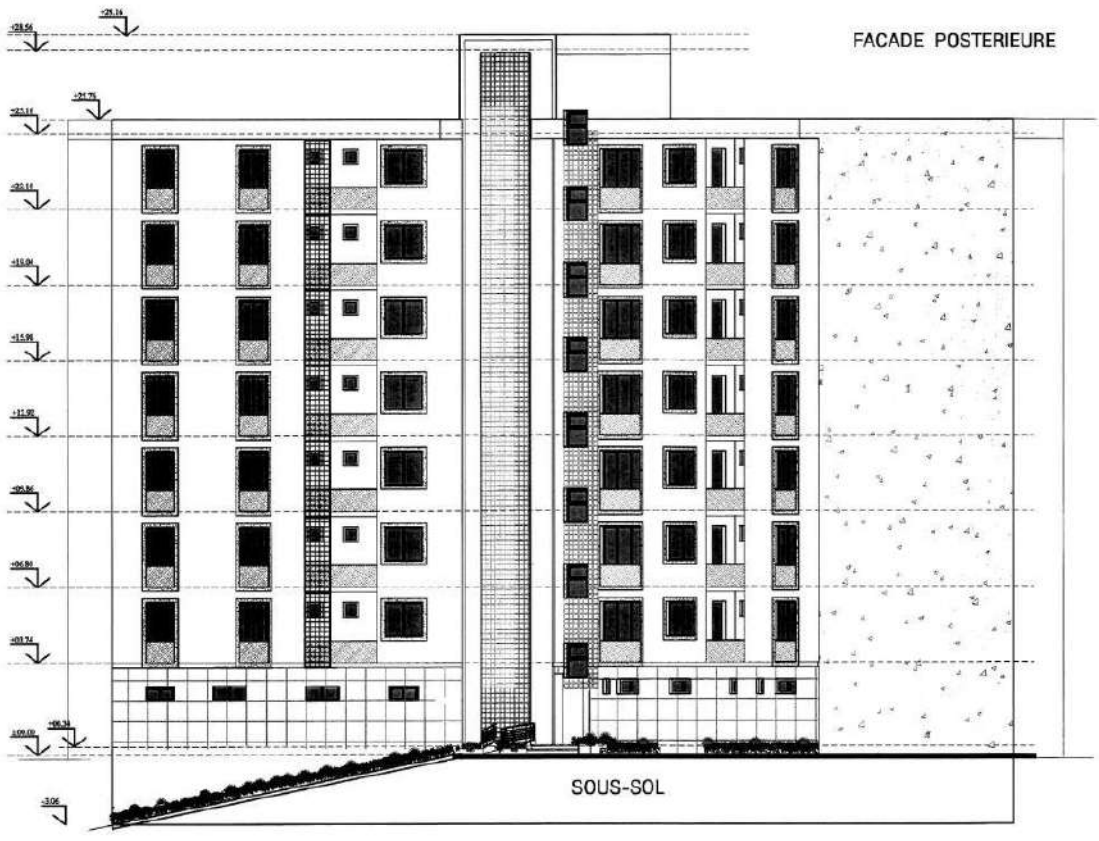
α: *Angle.*
γ: *Coefficient de sécurité.*
Sv: *Espacement des armatures verticales*
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ: Rapport de deux dimensions
σ: Contrainte normale
τ: Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations:

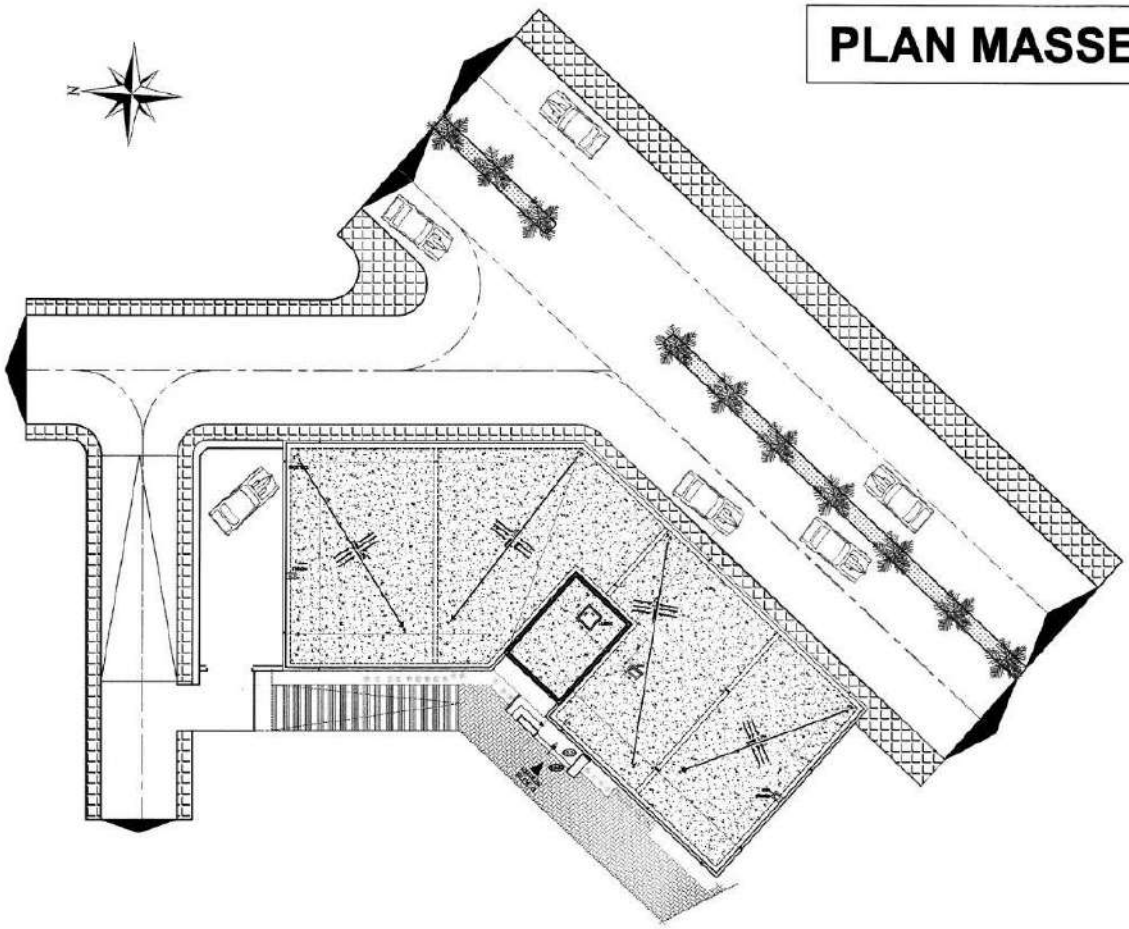
A.N: Axe neutre.
C.V: Condition vérifiée.
C.N.V: Condition non véri

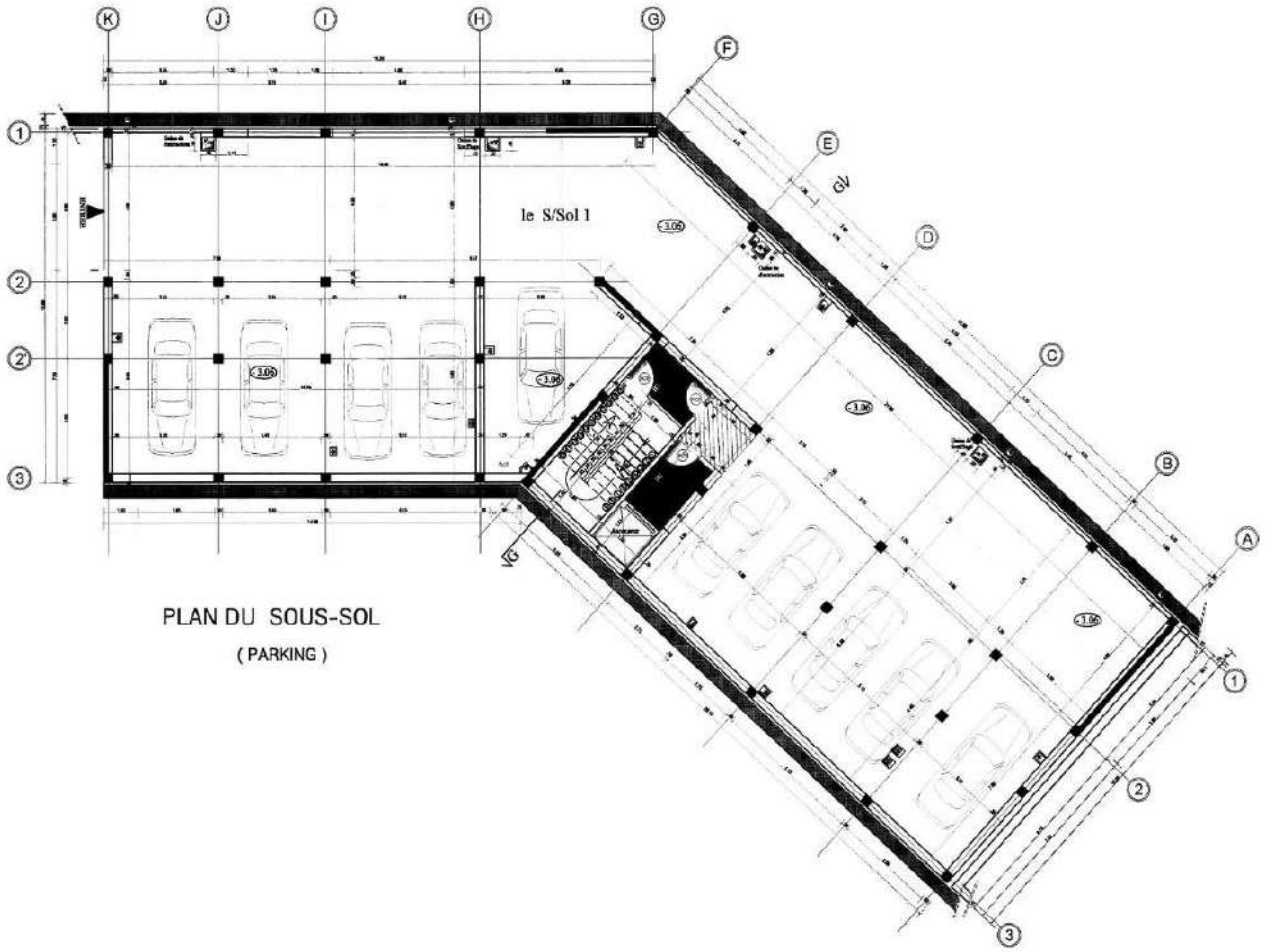
Les plans architecturaux


FACADE PRINCIPALE
SOUS-SOL


FACADE POSTERIEURE
SOUS-SOL

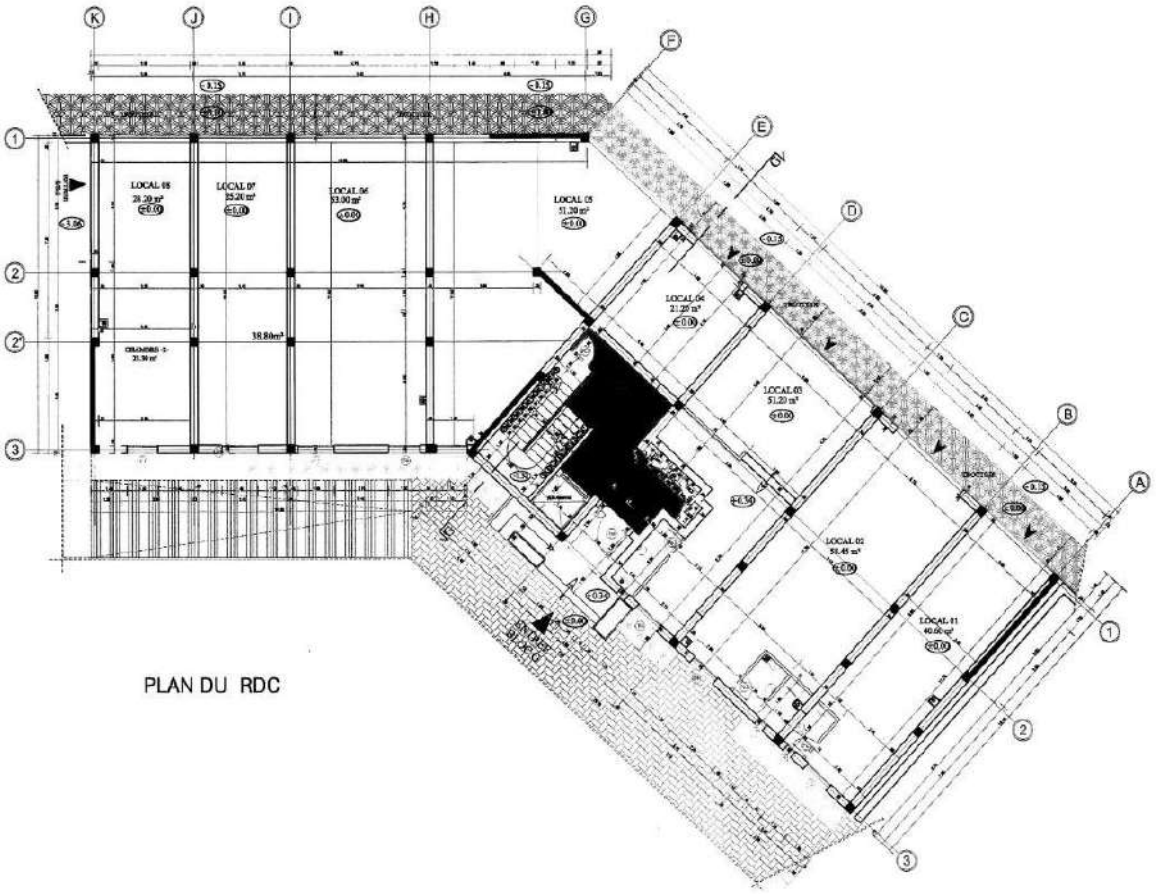
PLAN MASSE



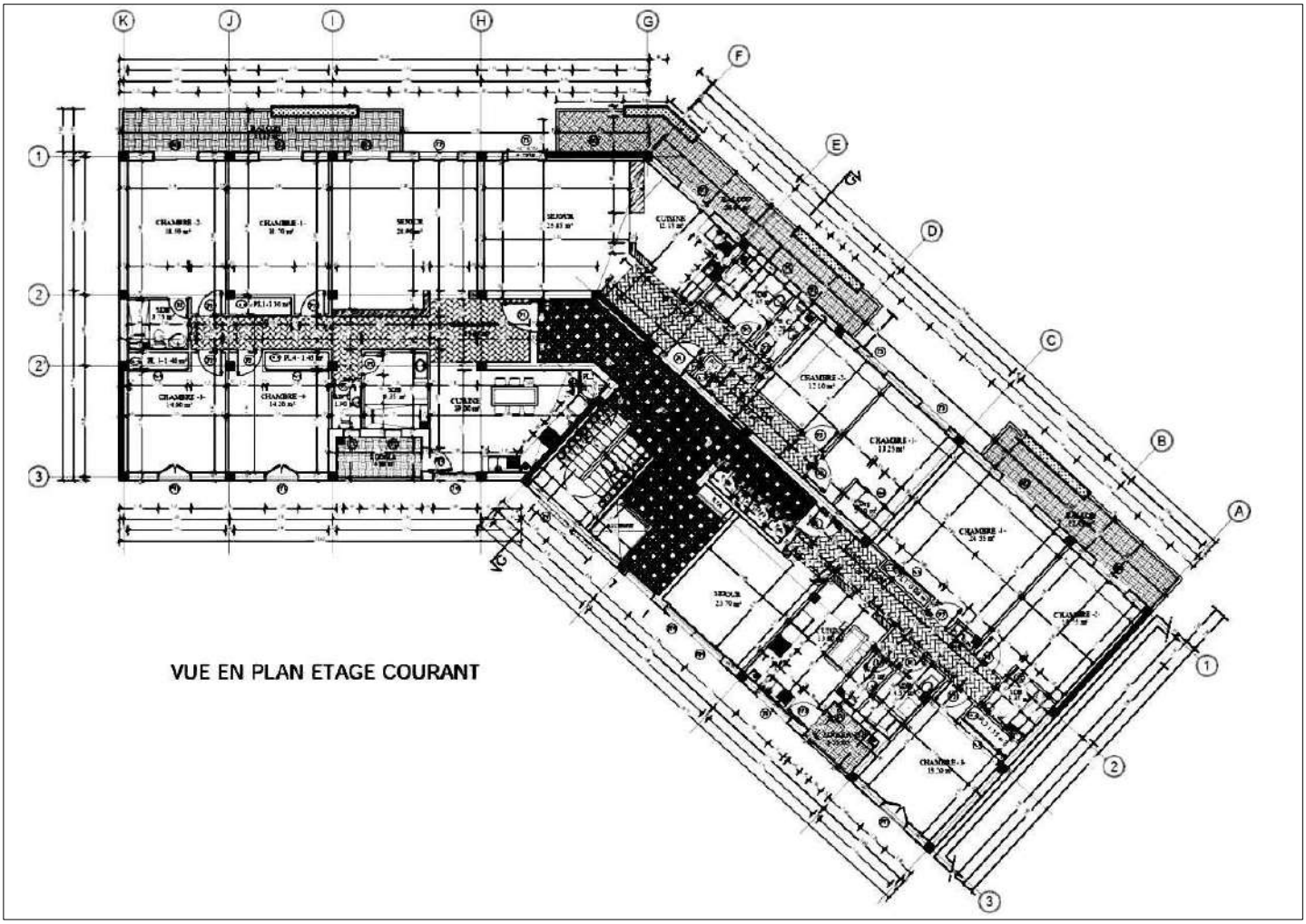


PLAN DU SOUS-SOL

(PARKING)



PLAN DU RDC



VUE EN PLAN ETAGE COURANT

Introduction générale

La conception des ouvrages en génie civil, et plus particulièrement des structures en béton armé en zone sismique, repose sur une démarche technique rigoureuse visant à garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité des bâtiments. Ces exigences ne concernent pas uniquement l'aspect structurel, mais englobent également des considérations économiques, car une conception optimisée permet de réduire les coûts sans compromettre la sécurité. L'ingénieur civil se doit ainsi de concilier efficacité technique et rationalité économique dans toutes les phases du projet.

En Algérie, la conception des bâtiments résistants aux séismes est régie par le Règlement Parasismique Algérien (RPA), qui constitue la principale référence en matière de sécurité structurelle en zone sismique. Ce règlement évolue avec le temps afin de s'adapter aux nouvelles connaissances en dynamique des structures et aux réalités du terrain. La version la plus récente, RPA 2024, remplace l'ancienne version RPA 2003. Cette évolution soulève des interrogations quant à ses effets réels sur les méthodes de dimensionnement, le comportement des structures et les coûts associés à leur réalisation.

Cette évolution soulève naturellement des questions: quels sont les changements apportés par cette nouvelle version ? Comment influencent-ils la conception structurelle d'un bâtiment en béton armé ? Et quelles sont les différences concrètes en termes de dimensionnement, de comportement dynamique et de ferraillage ? C'est dans cette optique que s'inscrit le présent mémoire.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche. Il consiste en l'étude complète d'un ouvrage en béton armé situé en zone sismique, en appliquant successivement les prescriptions du RPA 2024 et celles de l'ancienne version RPA 2003. L'objectif principal est de mettre en évidence les différences entre les deux règlements en termes de comportement dynamique de la structure ainsi que sur le dimensionnement et de disposition des armatures, afin de mieux comprendre les enjeux liés à l'évolution normative.

Pour ce faire, le mémoire s'organise en sept chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation générale de l'ouvrage étudié, notamment sa localisation, sa fonction, ses caractéristiques géométriques et structurales.

- Le deuxième chapitre aborde le pré-dimensionnement des éléments structuraux principaux tels que les poutres, poteaux, dalles et voiles, sur la base de méthodes classiques et des hypothèses de charges retenues.

- Le troisième chapitre traite du calcul des éléments secondaires, comme les escaliers, les acrotères, et autres éléments non porteurs, tout en respectant les exigences réglementaires et fonctionnelles.

- Le quatrième chapitre est dédié à l'étude dynamique de l'ouvrage selon les prescriptions du RPA 2024, avec modélisation et analyse sismique linéaire, permettant de vérifier la réponse structurelle face aux sollicitations sismiques.

- Le cinquième chapitre présente le ferraillage détaillé des éléments structuraux en conformité avec les exigences du RPA 2024, en mettant l'accent sur les armatures longitudinales et transversales.

- Le sixième chapitre propose une application complète du RPA 2003, à travers une seconde étude dynamique et un ferraillage des mêmes éléments, en vue d'établir une comparaison avec les résultats obtenus précédemment sous le RPA 2024.

- Enfin, le septième chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure, notamment la fondation, avec choix du type, justification géotechnique, et dimensionnement selon les normes en vigueur.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

Avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans notre structure. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confiée, est un ouvrage en béton armé, il comporte:Rez-de-chaussée+07Etage+ Sous-sol à usage multiple (commerce, habitation et parking). Notre ouvrage sera implanté à M'sallah, la commune de Médéa en ALGERIE.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens en vigueur à savoir :

- Règle de conception et de calcul de structures **[CBA93]** et **[DTR.BC.2.41]**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations **[DTR.BC.2.2]**.
- Le règlement parasismique **RPA 2024[DTR-B.C.2.48]**.
- Règle de calcul des semelles superficielles **[DTR-BC 2.331].**

I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment

I.3.1.Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : **… … … H_t= 32.22 m** (avec l'acrotère).
- Hauteur du étage courant : **… … … H_{etage} = 03.06 m.**
- Hauteur du RDC : **… … … H_{RDC} = 03.74 m.**
- Hauteur de Sous-sol: … … … **H_{S-sol} = 3.06 m.**

I.3.2.Dimensions en plan

- Largeur totale du bâtiment: **… … … L_y = 27.00 m.**
- Longueur totale du bâtiment: **… … … L_x =38.65 m.**

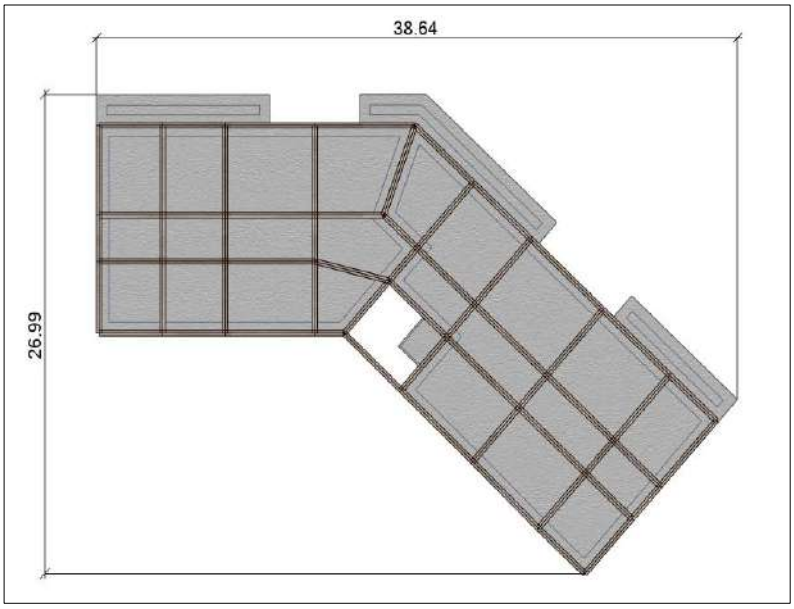


Figure.I.1. Dimensions en plan de la structure.

I.4.Classification de l'ouvrage

I.4.1.Classification de la zone sismique

Le bâtiment sera implanté à **Médéa** zone classée par le règlement parasismique Algérien **[RPA 2024]** comme une zone de sismicité élevée **«Zone V» Groupe de communes A.**

I.4.2.Classifications de l'ouvrage selon leur importance

Le bâtiment à une importance moyenne, appartient selon le **[DTR-B.C.2.48]** au groupe 2 bâtiment d'habitation collective de hauteur 32.22 m.

I.4.3.Classification du sol

Selon le rapport de sol il est classé: site 3 (meuble).
On a σ_{sol} =2 bar à 1.5m de l'ancrage, d'après le rapport de sol.

I.4.4.Classification du système de contreventement

Notre bâtiment selon le RPA 2024 **[DTR-B.C.2.48]** est Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles.

I.5.Conception structurelle

I.5.1.Plancher

Les planchers sont des aires planes en général limitant les étages d'une construction, dont le rôle est de supporter le charge verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.
Dans notre ouvrage on a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour l'étage courant et le terrasse
- Plancher en dalle pleine pour les balcons.

I.5.2.Escaliers

On a un seule type d'escalier:
Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du Sous-sol jusqu'au terrasse.

I.5.3.Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses, On a deux types:

- Double cloison (murs extérieurs) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Simple cloison (murs intérieurs) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.5.4.Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs et intérieurs.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.

I.5.5.Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.5.6.Le plafond

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.5.7. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et machines.

I.5.8. Balcon

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.5.9. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **(CBA 93).**

I.6.1.Béton

Nous utiliserons un béton ayant une résistance à la compression à 28 jours égale a f_{c28}**=25 MPa**. Donc une résistance à la traction f_{t28}**=2.1 MPa.**

a) Caractéristiques mécaniques du béton

- **Module d'élasticité longitudinal:**
  - Le module de déformation longitudinale instantané est donné par:
    E_{i28} =32164.195 MPa.
  - Le module de déformation longitudinale différée est donnée par:
    E_{v28} =10818.865 MPa.
- **Contraintes limites à l'ELU:**
  La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation:

$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$; $\theta = 1$; $f_{c28} = 25MPa$

$\gamma_b = 1.2$ Situation accidentelle $\rightarrow$ $(\sigma_{bc} = 17.70\ MPa)$ **[RPA 2024-Art 7.3.2]**

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable $\rightarrow$ $(\sigma_{bc} = 14.17\ MPa)$ **[DTR-B.C.2.48] Art 7.3.2**

- **Contraint limite à l'ELS:**
  La contrainte limite service en compression est donnée par:
  σ_{bc}=0,6× f_{c28} $\rightarrow$ (σ_{bc}=15MPA)

I.6.2.Les Aciers

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts: une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a) Caractéristiques mécanique

Tableau I.1. Caractéristique de l'acier.

Type d'acier	Nuances	Fe(MPa)	Diamètre (mm)	Utilisations
Acier HA	FeE 400	400	HA ≥ 8	Tous les travaux en béton armé
Treillis soudés TS	TLE 520	520	0 ≤ Ø ≤ 6	Planchers, les dalles

b) Contrainte de calcul d'acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε.

Tableau I.2. Autres caractéristiques de l'acier.

Module d'élasticité longitudinale(E_s)				200000 MPa
Contraintes limites (σ_s)	ELU	Situation durable σ_s		348 MPa
		Situation accidental σ_s		400 MPa
	ELS	Fissuration préjudiciable	Armatures à HA $\overline{\sigma_s}$	201.63 MPa
		Fissuration très préjudiciable	Armatures à HA $\overline{\sigma_s}$	164.97 MPa

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA2024** et du **CBA93**.Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment à savoir:

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- Les voiles.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers

II.2.1.Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, et elle est calculée à l'aide de la formule suivante:

$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

h_t: Hauteur (épaisseur)totale du plancher ;

L : La plus grande portée à nus d'appuis de la poutrelle.

Pour notre projet : L_{max}= 505 cm

$\frac{505}{25} \leq h_t \leq \frac{505}{20} \Rightarrow 20.20cm \leq h_t \leq 25.25cm$

On adopte: $h_t = 21$ cm , $h_t = h + e \Rightarrow h_t = (16 + 5)cm$

Avec:

d: l'épaisseur du corps creux;

e: l'épaisseur de la dalle de compression.

- **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante:

$h_t \geq$ 16 cm, d'où on a: **21 cm>16 cm** (condition vérifiée).

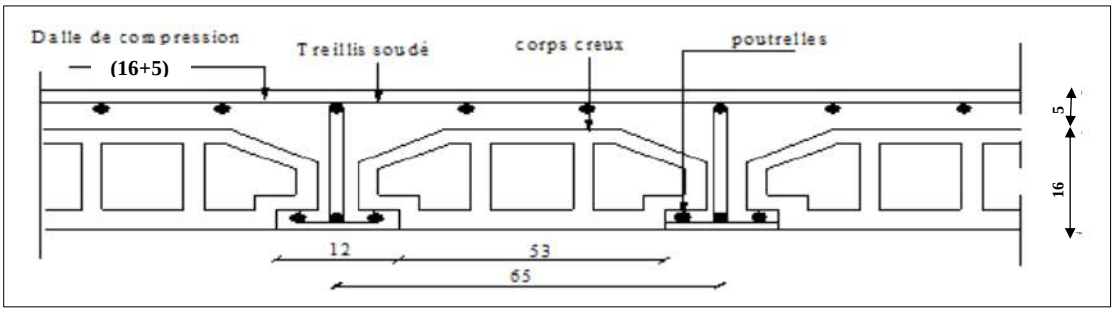


Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2.Dalle pleine

1) Critère de résistance

On a une dalle reposant sur 2 appuis: (Lx/35) ≤h≤ (Lx/30)

L: la plus grande portée mesurée entre axe.

2) Sécurité contre l'incendie

ep =7cm: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

3) Condition d'isolation acoustique

ep ≥ 15cm.

Dans notre cas, on a: Lx = 1.8m d'où alors 5.14 cm ≤ h ≤ 6 cm

Pour remplir toutes les conditions, et notamment: la condition d'isolation acoustique, on adoptera:

ep=15cm.

II.3.Evaluation des charges et surcharges

II.3.1.Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.1.Charges du mur simple cloison.

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	1.62

b) Murs extérieur (Double cloison)

Tableau II.2. Charges du mur double cloison.

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	2.52

II.3.2.Plancher terrasse inaccessible

a) Charges permanentes

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse (plancher à corps creux).

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	0.16+0.05	-	3.00
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			Total	6.60

b) surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1kN/m²

II.3.3.Plancher courant

a) Charges permanentes

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.16+0.05	6	3.00
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
			Total	6.16

b) surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5kN/m².

II.3.4.Plancher RDC

a) Charges permanents

Tableau II.5. Charge permanente du plancher RDC

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.20+0.04	6	3.30
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
			Total	6.46

b) surcharges d'exploitation

Le plancher RDC à usage Commerce Q = 5kN/m².

II.3.5 Dalle pleine Terrasse

Tableau II.6. Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse en dalle pleine

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle plaine	0.15	-	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			Total	7.35

II.3.6 Dalle pleine étage courante

Tableau II.7. Evaluation de la charge permanente du plancher courant

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle plaine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
			Total	6.91

II.4.Pré dimensionnement des poutres

Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \qquad et \qquad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du **[Art 7.5.1 RPA2024]**:

$$h \geq 30cm \quad , \quad b \geq 25cm \ (zone\ V) \quad , \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

Tableau II.8. Pré-dimensionnement des poutres.

Élément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L=5.75m	L=4.75m
Pré-dimensionnement	$38.33 \leq h \leq 57.50$cm h=45cm $13.50 \leq b \leq 31.50$cm b=30cm	$31.67 \leq h \leq 47.50$cm h=40cm $12 \leq b \leq 28$cm b=30cm
Section choisie	30×45cm²	30×40cm²
Vérification [RPA2024]	$h \geq 30$ $b \geq 25$ $\frac{45}{30} = 1.5$	$h \geq 30$ $b \geq 25$ $\frac{40}{30} = 1.33$
Conclusion	C.V	C.V

II.5.Pré dimensionnement des longrines

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal. **[ART 10.1.1 RPA2024]**

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25cm x 30 cm : sites de catégorie **S2** et **S3**.

On a site **S3** donc la section des longrines: **25cm x 30cm.**

II.6.Pré dimensionnement des poteaux

II.6.1.Etapes de pré dimensionnement des poteaux

- choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent reprendre aux conditions de **RPA2024 (Art 7.4.1)**.

Pour les poteaux rectangulaires (carrés):

$$\begin{cases} \text{Min}(b_c, h_c) \geq 30\text{cm} & \textbf{zone V} \\ \text{Min}(b_c, h_c) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_c} \leq 4 \end{cases}$$

On doit respecter la formule suivante:

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u:Effort normale ultime (compression) «$N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$ ».

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & pour \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & pour \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ: L'élancement géométrique $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.

l_f: Longueur de flambement (dans notre cas l_f=0.7×l_0).

i: Rayon de giration $\left(i = \frac{b}{\sqrt{12}}\right)$.

Br: Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie «Br= (b-2cm)×(h-2cm) ».

f_{c28} et f_e: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ($f_{c28} = 25MPa$; $f_e = 400MPa$).

$\gamma_b =$ 1,50 Et $\gamma_s =$ 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).

A: la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000.

B: Section de béton.

II.6.2.Calcul l'effort normale ultime N_u

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

Tableau II.9. Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage	$7^{éme}$, $6^{éme}$, $5^{éme}$	$4^{éme}$, $3^{éme}$	$2^{éme}$, 1^{er}	RDC, S-sol
Dimension(b×h)	30× 30	35× 35	40× 40	45× 45

Tableau II.10. Calcul de l'effort normal limite admissible de chaque niveau.

Étage	Dimension (Cm^2)	Br (mm^2)	l_0 (m)	l_f (mm)	i (mm^2)	Λ	α	A (mm^2)	$\overline{N_u}$ (KN)
$7^{éme}$	30×30	78400	3.06	2142	86.603	24.734	0.773	90	1146.202
$6^{éme}$	30×30	78400	3.06	2142	86.603	24.734	0.773	90	1146.202
$5^{éme}$	30×30	78400	3.06	2142	86.603	24.734	0.773	90	1146.202
$4^{éme}$	35×35	108900	3.06	2142	101.036	21.200	0.792	122.5	1630.7216
$3^{éme}$	35×35	108900	3.06	2142	101.036	21.200	0.792	122.5	1630.7216
$2^{éme}$	40×40	144400	3.06	2142	115.470	18.550	0.805	160	2196.845
1^{er}	40×40	144400	3.06	2142	115.470	18.550	0.805	160	2196.845
RDC	45×45	184900	3.74	2618	129.904	20.153	0.797	202.5	2785.614
S-sol	45×45	184900	3.06	2142	129.904	16.489	0.814	202.5	2844.0826

II.6.3.La surface reprise par le poteau

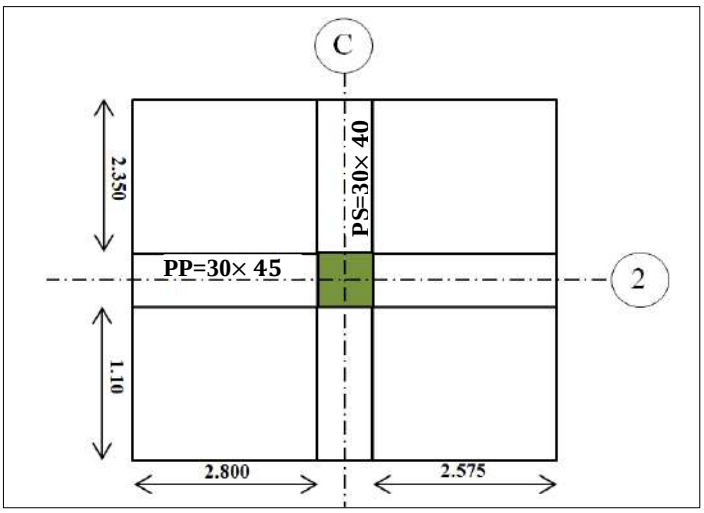


Figure II.2. Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

- On adopte un poteau de section 30×30 cm^2
- La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité: **S_t=21.281 m^2.**
- La surface du plancher corps creux seulement reprise par le poteau le plus sollicité: **S_P=18.544m^2.**

II.6.4.Détermination des charges permanentes

- $G = G_{plancher} + G_{(poutres\ prrincipales\ )} + G_{(poutres\ \ secondaires)} + G_{poteau}$
- $G_{plancher}$= poids de plancher ×$S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ prrincipales\ ou\ secondaires)}$ = (b × h × L)× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau}=(b × h × h_e)× poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m³.

Tableau II.11.Détermination des charges permanentes.

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	$G_{p.p}$ (KN)	$G_{p.s}$ (KN)	G_{niveau} (KN)	G_{cum} (KN)
7 éme	122.4	6.9	18.1	10.4	157.8	157.8
6 éme	114.2	6.9	18.1	10.4	149.6	307.4
5 éme	114.2	6.9	18.1	10.4	149.6	457.0
4 éme	114.2	9.4	18.1	10.4	152.1	609.1
3 éme	114.2	9.4	18.1	10.4	152.1	761.2
2 éme	114.2	12.2	18.1	10.4	155.0	916.2
1er	114.2	12.2	18.1	10.4	155.0	1071.2
RDC	114.2	18.9	18.1	10.4	161.7	1232.9
S-sol	119.8	15.5	18.1	10.4	163.8	1396.7

II.6.5.Détermination des Surcharge d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 \ldots + Q_n)$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,…., Q_n:Les charges d'exploitations des planchers respectifs

Tableau II.12.Détermination des charges d'exploitation.

Étage	$Q_{plancher}$ (KN)	S_t (m²)	$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{\text{étage}}$ (KN)	Q_{cum} (KN)
7 éme	1	21.281	0	21.281	21.281
6 éme	1.5	21.281	1	31.922	53.203
5 éme	1.5	21.281	0.95	31.922	81.933
4 éme	1.5	21.281	0.90	31.922	107.470
3 éme	1.5	21.281	0.85	31.922	129.816
2 éme	1.5	21.281	0.80	31.922	148.968
1er	1.5	21.281	0.75	31.922	164.930
RDC	1.5	21.281	0.714	31.922	187.722
S-sol	5.0	21.281	0.688	106.400	260.926

II.6.6. Détermination de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N ultime=1.35G+1.5Q ⇒ Nu= N ultime + 10% N ultime =1.1N ultime.

Tableau II.13.Vérifications du ($1.1N_{ultime} \leq \overline{N_u}$)

Étage	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	N_{ultime} (KN)	$1.1N_{ultime}$ (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	$1.1N_{ultime} \leq \overline{N_u}$ (KN)
7 éme	157.8	21.281	244.952	269.447	1146.202	C.V
6 éme	307.4	53.203	494.795	544.274	1146.202	C.V
5 éme	457.0	81.933	739.850	813.834	1146.202	C.V
4 éme	609.1	107.470	983.490	1081.839	1630.7216	C.V
3 éme	761.2	129.816	1222.344	1344.578	1630.7216	C.V
2 éme	916.2	148.968	1460.322	1606.354	2196.845	C.V
1er	1071.2	164.930	1693.515	1862.867	2196.845	C.V
RDC	1232.9	187.722	1946.000	2140.600	2785.614	C.V
S-sol	1396.7	260.926	2276.934	2504.627	2844.0826	C.V

II.6.7.Vérification des conditions selon l'RPA 2024

L'article exige pour une structure située en **zone V** que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

Tableau II.14.Vérification des conditions selon le **[RPA2024].**

Étage	Dimension cm²	$\frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
7 éme	30×30	15.3	C.V		
6 éme	30×30	15.3			
5 éme	30×30	15.3			
4 éme	35×35	15.3			
3 éme	35×35	15.3			
2 éme	40×40	15.3			
1er	40×40	15.3			
RDC	45×45	18.7			
S-sol	45×45	15.3			

II.7.Pré dimensionnement des Voiles

Les voiles, constitués de béton armé, sont des murs dont la principale fonction est d'assurer le contreventement du bâtiment et, le cas échéant, de supporter une partie des charges verticales.

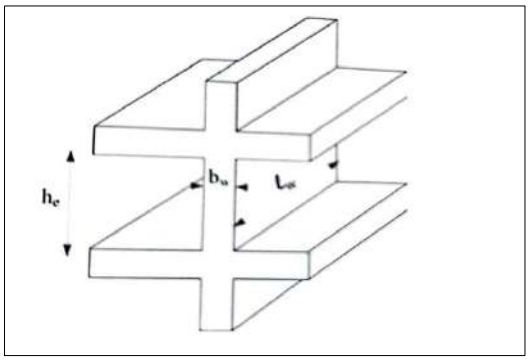


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

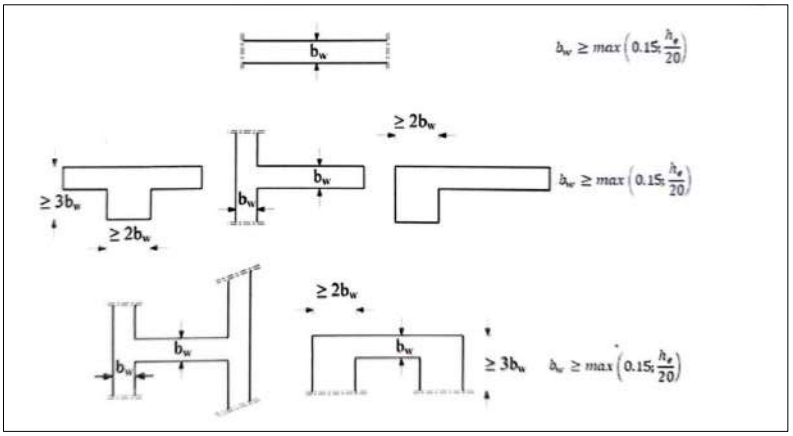


Figure II.4. Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.

$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m)$ **[Art 7.7.1 RPA2024]**

l_w Représente la longueur du voile.

L'épaisseur minimale b_w doit respecter la condition suivante: $b_w \geq \max(15\ cm ; \frac{h_e}{20})$

he=3.74 -0.45 =3.3m

$b_w \geq \max(15 ; 16.5cm)$ On prendra b_w=17cm.

$l_w \geq \max(1.1 ; 68 ; 1\ m) \rightarrow l_w \geq 1.1m.$

❖ **Remarque:** Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être sujets à des ajustements dimensionnels ultérieurs suite au calcul dynamique.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il a le rôle: la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

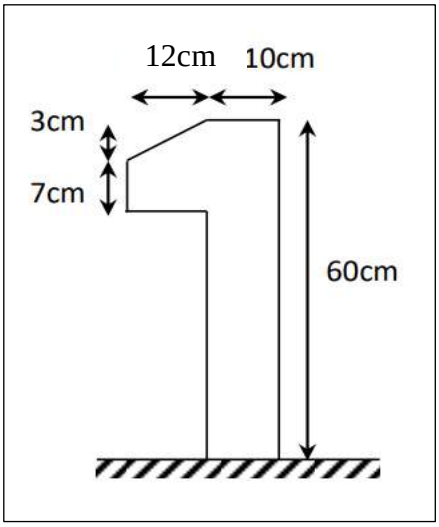


Figure III.1. Dimensions de l'acrotère.

III.1.1.Évaluation des charges et surcharges

- Charge permanente G=1.755 KN/ml:
- Charge d'exploitation: Q = 1 KN/ml.

III.1.2.Détermination des efforts

Tableau III.1.Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.369\ KN$	$N_{ser} = G = 1.755\ KN/ml$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5Q \times h$ $M_u = 0.9\ KN.m$/ml	$M_{ser} = Q \times h$ $M_{ser} = 0.60\ KN.m/ml$
Effort tranchant	$T_u = 1.5Q = 1.5\ KN/ml$	$T_{ser} = Q = 1\ KN/ml$

III.1.3.Calcul de Ferraillage a l'ELU

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

Tableau III.2. Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		Horizontale	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	$A_{rép1}$(cm²/0,6m)	$A_{rép2}$(cm²/0,6m)
Calculée	0.30	0.30	/	/
Choisie	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Espacement (cm)	25	25	15	15

III.1.4.Vérification des contraintes normales de traction a l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable.

$\bar{\sigma}_b$=0,6× f_{c28} = 15MPa .

- $\sigma_b = 0.90\ MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa$ condition vérifié

$\bar{\sigma}_s = min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right] = 201.63\ MPa.$

- $\sigma_s = 37.12\ MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$ condition vérifié

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5\times10^3}{1000\times75} = 0.02\ MPa$

Et : $\bar{\tau} = min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right] = 2.5\ MPa$ (fissuration préjudiciable)

D'où alors : τ =0.02 MPa $<$ $\bar{\tau}$ =2.5MPa condition vérifier.

- Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$F_{pk} = (A.I.S).C_P.\left(1+\frac{3.h_Z}{H}\right).W_P$ **[RPA 2024-Art 6.2.3]**

A: coefficient d'accélération de zone **[RPA 2024-Tab 3.1]**

(Zone V) → A = 0.25

I : coefficient d'importance **[RPA 2024-Tab 3.11]**

(Groupe 2) → I=1

S: coefficient de site **[RPA 2024-Tab 3.4]**

(Zone V, site S3) → S=1.3

C_P: Facteur de force horizontal **[RPA 2024-Tab 6.1]**

C_P = 0.8

W_P: Poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.

W_P =1.755 KN/ml

H: hauteur total du bâtiment à partir de la base.

h_Z: Hauteur de niveau a partir de la base.

$F_p = (0.25\times1\times1.3)\times0.8\left(1+\frac{3\times3.4}{32.22}\right)1.755$

$F_p = 0.6\text{KN/ml} < 1.5Q = 1.5KN/ml$ Condition vérifié

Donc l'acrotère peut résister à la force sismiqueF_p.

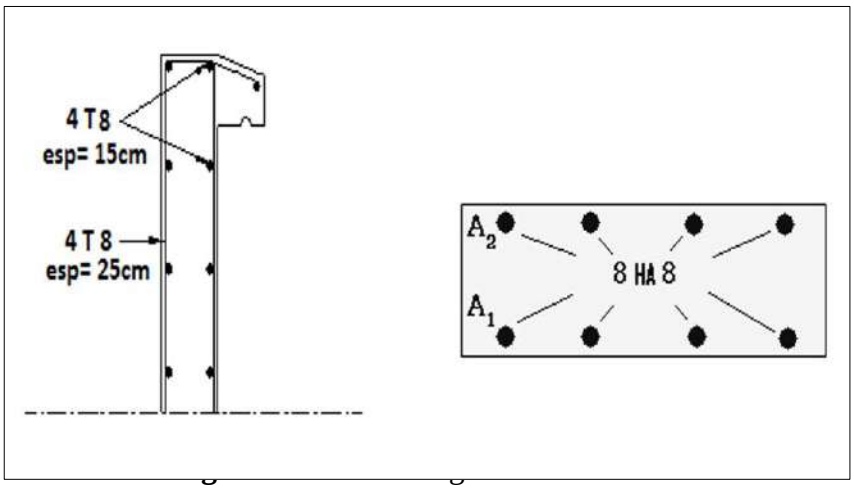


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2.Plancher corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton légèrement armée de 5 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.La dalle de compression

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égal 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \quad si: \quad L \geq 50\ cm$$

$$A_t \geq 0.02L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \quad si: \quad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

f_e: Nuance de l'acier FeE520 (f_e=520),

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.

A_t: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: 50cm ≤ (L=60cm) ≤ 80cm ⇒ $A_{t1} \geq 0.02L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} = \frac{240}{520} = 0.46\ \text{cm}^2/\text{ml}$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par:

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisira: $A_{t1} = 5\text{Ø}5 = 0.98cm^2$, esp = 20 cm.

$A_{t2} = 4\text{Ø}5 = 0.78cm^2$,esp = 25 cm.

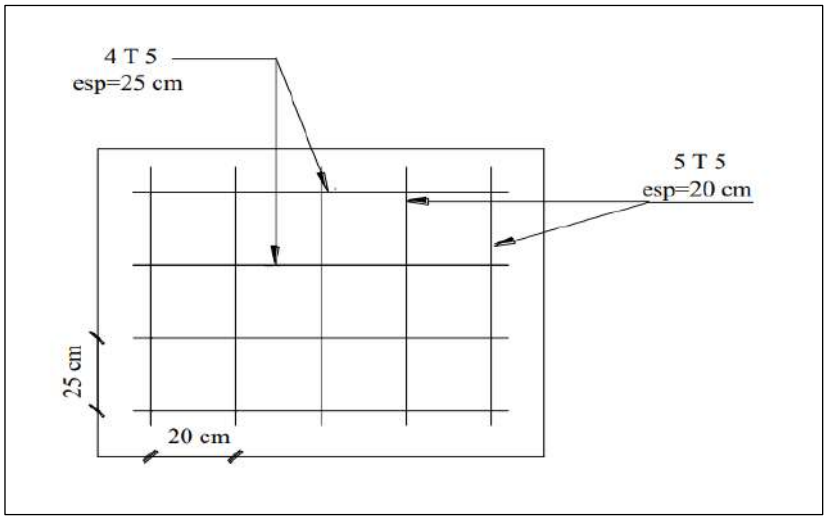


Figure III.3. Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2.Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S= 0,6×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

a) Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

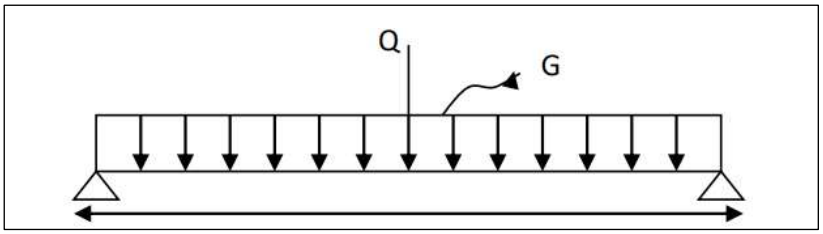


Figure III.4. Poutrelle avant coulage.

❖ **Charges et surcharges**

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm².

Tableau III.3. Charge et surcharge

Charges permanents	G (KN/ml)
Poids de la poutrelle : 0.12×0.04×25=0.12KN/ml	0.72
Poids du corps creux : 0.6×1=0.6 KN/ml	
Surcharge d 'exploitation	Q (KN/ml)
Poids de l'ouvrier et les matériaux: Max (1KN et 0.5L) =0.5L=0.5×5.05=2.53KN/ml	2.53

TableauIII.4.Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Étaiement	G	Q	f_{c28}	E (MPa)	L (mm)	I (mm⁴)	f_{max} (mm)	$\bar{f}$ (mm)	$f_{max} \leq \bar{f}$
0	0.72	2.53	25	32164.20	6050.00	640000	729.96	11.05	CNV
1	0.72	1.265	25	32164.20	3025.00	640000	45.62	5.53	CNV
2	0.72	1	25	32164.20	2016.67	640000	9.14	3.68	CNV
3	0.72	1	25	32164.20	1512.50	640000	2.98	2.76	CNV
4	0.72	1	25	32164.20	1210.00	640000	1.26	2.21	CV

➢ **Conclusion:** Les armatures comprimées (A'= 0) ne sont pas nécessaires, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

D'après la vérification de la flèche pour la poutrelle il faut prévoir 4 étaiements le long de travée espacée de 1.20 (m) pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura quatre types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant, RDC et de la terrasse:

- Poutrelle à 1 travée
- Poutrelle à 2 travées
- Poutrelle à 3 travées

❖ Méthode de calcul

Pour étudier les poutrelles on fait le calcul par la méthode de Caquot.

1) Plancher terrasse

• Poutrelle à 3 travées

Tableau.III.5. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1--2	6.246	5.05	19.91	3.98	14.20	10.82	13.75	-17.79
2--3	6.246	2.60	5.28	14.20	9.04	-6.34	10.10	-6.14
3--4	6.246	4.05	12.81	9.04	2.56	7.00	14.25	-11.05

Tableau.III.6. Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de la terrasse à l'ELS.

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1--2	4.56	5.05	14.54	2.91	10.37	7.90
2--3	4.56	2.60	3.85	10.37	6.60	-4.63
3--4	4.56	4.05	9.35	6.60	1.87	5.11

• Poutrelle à 2 travées

Tableau.III.7. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	6.246	5	19.52	3.90	13.78	10.68	13.64	-17.59
2—3	6.246	2.5	4.88	13.78	0.98	-2.50	12.93	-2.69

Tableau.III.8. Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de la terrasse à l'ELS

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1--2	4.56	5	14.25	2.85	10.06	7.80
2--3	4.56	2.5	3.56	10.06	0.71	-1.82

• Poutrelle à 1 travée

Tableau.III.9. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	6.246	5	19.52	9.76	9.76	16.59	15.62	-15.62

Tableau.III.10. Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de la terrasse à l'ELS

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1--2	4.56	5	14.25	7.13	7.13	12.11

2) Plancher étage courant

• Poutrelle à 3 travées

Tableau.III.11. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1--2	6.3396	5.05	20.21	4.04	14.41	10.98	13.95	-18.06
2--3	6.3396	2.60	5.36	14.41	9.18	-6.44	10.26	-6.23
3--4	6.3396	4.05	13.00	9.18	2.60	7.11	14.46	-11.21

Tableau.III.12. Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de l'étage courant à l'ELS.

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1--2	4.596	5.05	14.65	2.93	10.45	7.96
2--3	4.596	2.60	3.88	10.45	6.65	-4.67
3--4	4.596	4.05	9.42	6.65	1.88	5.15

• Poutrelle à 2 travées

Tableau.III.13. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1--2	6.3396	5	19.81	3.96	13.98	10.84	13.84	-17.85
2--3	6.3396	2.5	4.95	13.98	0.99	-2.53	13.12	-2.73

Tableau.III.14. Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de l'étage courant à l'ELS

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1--2	4.596	5	14.36	2.87	10.14	7.86
2--3	4.596	2.5	3.59	10.14	0.72	-1.84

• Poutrelle à 1 travée

Tableau.III.15. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	6.3396	5	19.81	9.91	9.91	16.84	15.85	-15.85

Tableau.III.16. Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de l'étage courant à l'ELS

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1--2	4.596	5	14.36	7.18	7.18	12.21

3) Plancher RDC

• Poutrelle à 3 travées

Tableau.III.17. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 3 travées de le RDC à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	9.7326	5	30.41	6.08	21.76	16.50	21.20	-27.47
2—3	9.7326	2.5	7.60	21.76	15.16	-10.85	14.80	-9.53
3—4	9.7326	4.2	21.46	15.16	4.29	11.73	23.03	-17.85

Tableau.III.18. Calcul du moment des poutrelles à 3 travées de le RDC à l'ELS.

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1—2	6.876	5	21.49	4.30	15.37	11.65
2—3	6.876	2.5	5.37	15.37	10.71	-7.67
3—4	6.876	4.2	15.16	10.71	3.03	8.29

• Poutrelle à 2 travées

Tableau.III.19.Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 2 travées de le RDC à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
4—3	9.7326	4.05	19.95	3.99	14.46	10.73	17.12	-22.29
3—2	9.7326	2.6	8.22	14.46	1.64	0.17	17.58	-7.72

Tableau.III.20. Calcul du moment des poutrelles à 2 travées de le RDC à l'ELS

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
4--3	6.876	4.05	14.10	2.82	10.22	7.58
3--2	6.876	2.6	5.81	10.22	1.16	0.12

• Poutrelle à 1 travée

Tableau.III.21. Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à 1 travée de le RDC à l'ELU

Travée	P_U (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1—2	9.7326	5	30.41	15.21	15.21	25.85	24.33	-24.33

Tableau.III.22. Calcul du moment des poutrelles à 1 travée de le RDC à l'ELS

Travée	P_S (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)
1—2	6.876	5	21.49	10.74	10.74	18.26

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le Tableau III.23.

Tableau III.23. Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant max (KN)
	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	
Terrasse	14.20	10.37	16.59	12.11	17.79
Etage courant	14.41	10.45	16.84	12.21	18.06
RDC	15.37	15.37	25.85	18.26	27.47

III.2.3.Ferraillage des poutrelles

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

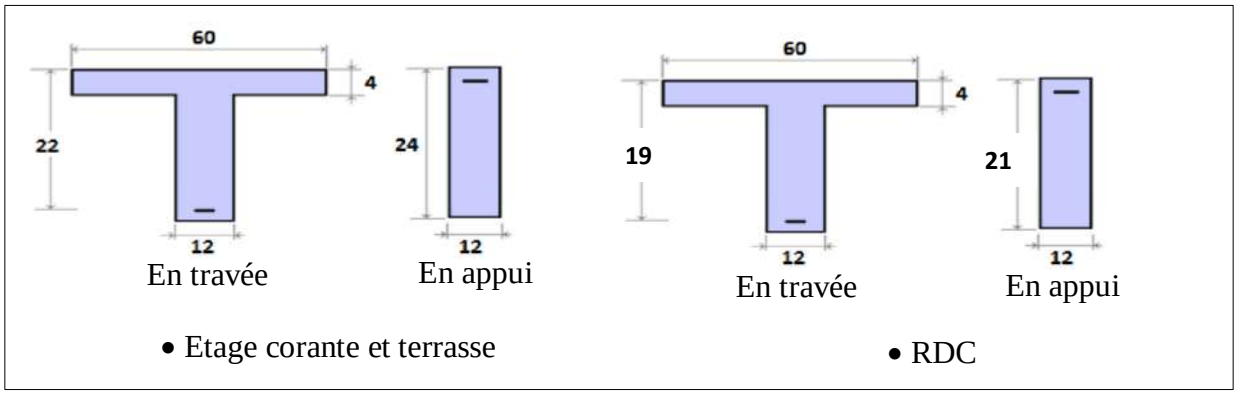


Figure III.5. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Tableau III.24. Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Etages	Position	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Terrasse	Aux appuis	14.20	2.50	1HA14+1HA12=2.67cm²
	En travée	16.59	2.60	2HA10+1HA12=2.70cm²
Etage courant	Aux appuis	14.41	2.54	1HA14+1HA12=2.67cm²
	En travée	16.84	2.64	2HA10+1HA12=2.70cm²
RDC	Aux appuis	21.76	3.46	1HA16+1HA14=3.55cm²
	En travée	25.85	3.56	2HA12+1HA14=3.80cm²

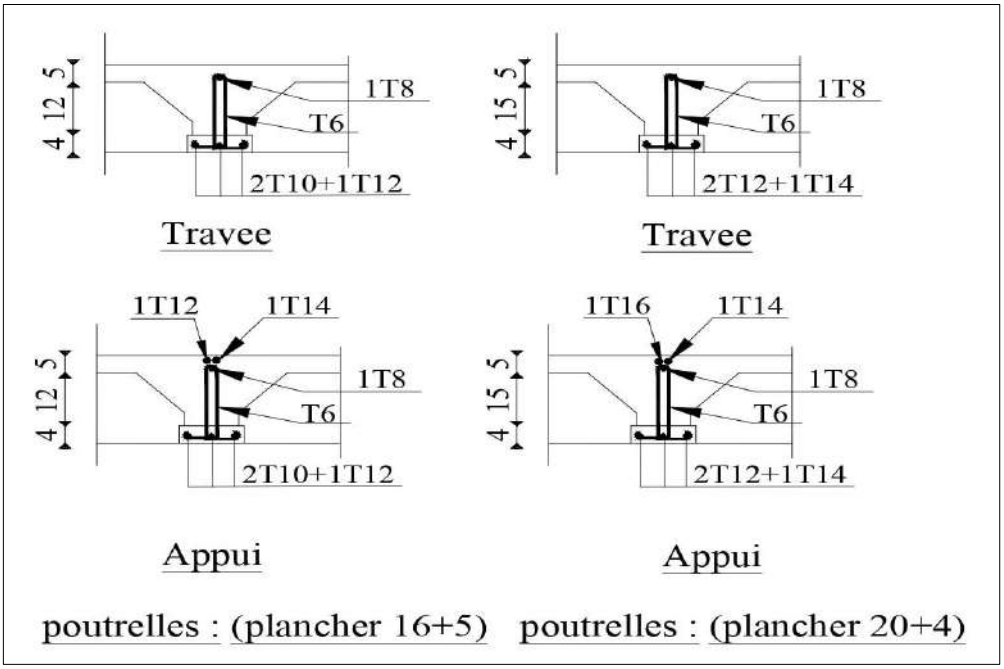


Figure. III.6. Ferraillage des poutrelles.

❖ Vérification à ELS

La vérification à l'ELS fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.25. Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	$M_{t\text{-}max}$ (kN.m)	$M_{a\text{-}max}$ (kN.m)	σ_b travée (MPa)	σ_b appuis (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Verifications
Terrasse	12.11	10.37	5.26	12.8	15	C.V
Etage courant	12.21	10.45	5.26	12.9	15	C.V
RDC	18.26	15.37	5.53	13.9	15	C.V

Tableau III.26. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

$A_{transversale}$ (cm²)	S_t (cm)
2HA6=0.57	15 cm

III.2.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{27.47\times10}{12\times22} = 1.04\ MPa$

On considère la fissuration comme peu nuisible:

Et : $\overline{\tau}_u = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$

D'où alors : τ =1.04 MPa $< \overline{\tau}$ =3.33MPa condition vérifier.

Tableau III.27.Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

Etages	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$ (MPa)
RDC	27.47	1.04	3.33	Vérifiée

III.2.5.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées:

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_0} \rightarrow \frac{21}{500} = 0.042 < \frac{12.21}{15\times14.36} = 0.057$ C. V

2) $\frac{A}{b\times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.7}{12\times19} = 0.012 > \frac{3.6}{400} = 0.009$ C. N. V

} Pour l'étage courant.

La 2 éme condition ne sont pas vérifiée, donc on doit faire le calcul de la flèche.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_0} \rightarrow \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{18.26}{15\times21.49} = 0.057$ C. V

2) $\frac{A}{b\times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.8}{12\times22} = 0.014 > \frac{3.6}{400} = 0.009$ C. N. V

} Pour le RDC

La 2 éme condition ne sont pas vérifiée, donc on doit faire le calcul de la flèche.

$$F_{adm} = \begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \frac{0.5+L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

Tableau III.28.Vérification de la flèche des poutrelles de l'étage courant.

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	$\rho\%$	y_{ser} (cm)	I_0 (cm^4)	σ_s (MPa)	μ
2.7	12.21	0.0118	9.014	31029.788	279.36	0.760
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
9479	16728	10.012	17.02	7.008	10	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+5cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

Tableau III.29.Vérification de la flèche des poutrelles de RDC.

A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	$\rho\%$	y_{ser} (cm)	I_0 (cm^4)	σ_s (MPa)	μ
3.8	18.26	0.0144	10.966	53967.449	259.41	0.784
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
18560	31583	7.647	13.481	5.834	10	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=20+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.3.Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.3.1.Dimensionnement

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de (Blondel) On choisit : h = 17 cm et g = 30 cm

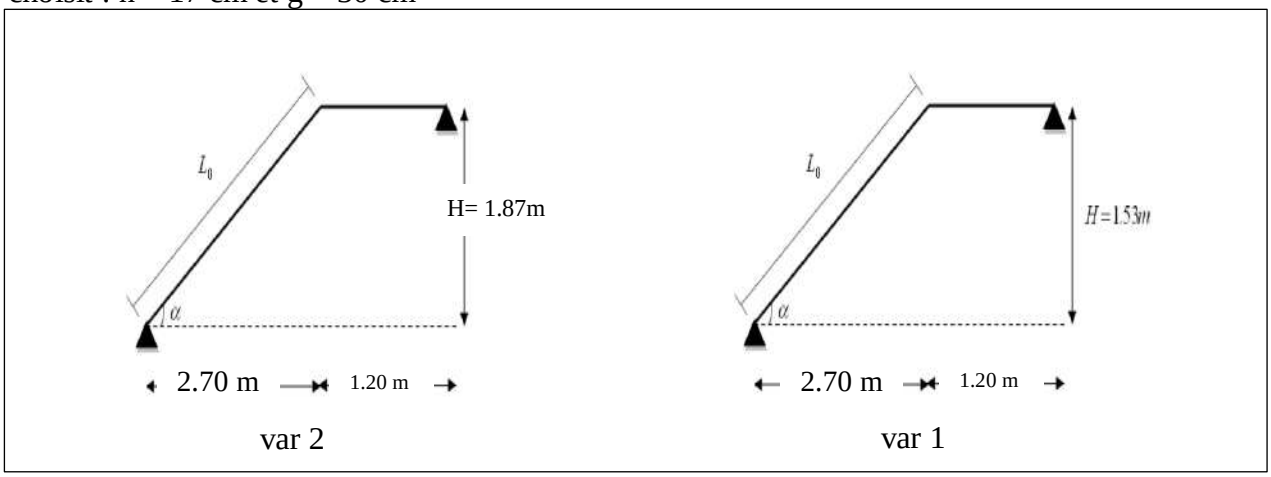


Figure III.7. Schéma statique des escaliers.

- **var 1**
  - **L'inclinaison de la paillasse**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.567 = 29.54°$$

  - **La longueur de la paillasse et du palier**

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{2.4}{\cos(29.54)} = 2.75\ m.$$

$$L_{\text{total}} = \frac{L_1}{\cos\alpha} + L_2 = \frac{2.4}{\cos(29.54)} + 1.20 = 3.95\ m.$$

  - **Épaisseur de la paillasse et de palier**

Condition d'épaisseur: $\frac{L}{35} \le e_p \le \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{395}{35} \le e_p \le \frac{395}{30}$

D'où : $11.29 \le e_p \le 13.17$

On adopte : $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillass}} = 15$cm.

L'épaisseur de 15 cm a été choisie par précaution afin d'assurer une meilleure résistance et une marge de sécurité par rapport à l'épaisseur minimale calculée.

- **var 2**
  - **L'inclinaison de la paillasse**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{270} = 0.693 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.693 = 34.71°$$

❖ **La longueur de la paillasse et du palier**

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{2.4}{\cos(34.71)} = 2.92\ m.$$

$$L_{\text{total}} = \frac{L_1}{\cos\alpha} + L_2 = \frac{2.4}{\cos(34.71)} + 1.20 = 4.12\ m.$$

❖ **Épaisseur de la paillasse et de palier**

Condition d'épaisseur: $\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{412}{35} \leq e_p \leq \frac{412}{30}$

D'où : $11.77 \leq e_p \leq 13.73$

On adopte : $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillass}} = 15\text{cm}$.

L'épaisseur de 15 cm a été choisie par précaution afin d'assurer une meilleure résistance et une marge de sécurité par rapport à l'épaisseur minimale calculée.

III.3.2.Évaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes

Tableau III.30. Charge permanente de la paillasse

N^0	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)	
1	Carrelage	0.02	20	0.40	
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13	
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.30 - 4.50	
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	
			Total	8.13	8.33

Tableau III.31. Charge permanente du palier de repos.

N^0	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	5.45

b) Charges d'exploitation

Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m².

III.3.3.Détermination des sollicitations

Tableau III.32. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	E.L.U 1.35G+1.5Q(kN/m²)	E.L.S G+Q (kN/m²)
Palier	5.45	02.50	11.11	7.95
Paillasse var 1	8.13	02.50	14.72	10.63
Paillasse var 2	8.33	02.50	15.00	10.83

III.3.4.Determination des efforts

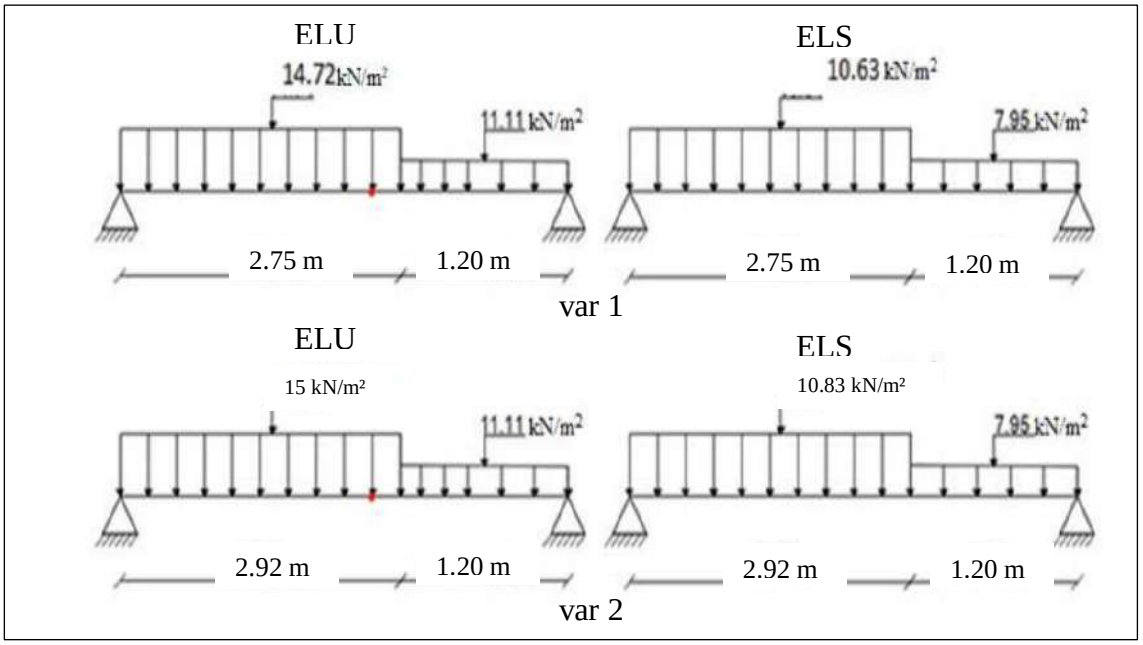


Figure III.8. Chargement dans l'escalier

M_{tu} =0.85M_{0u} $M_{t\,ser}$ = 0.85M_{0u}

M_{au}=-0.5M_{0u} $M_{a\,ser}$= - 0.5M_{0u}

Tableau III.33.moments en travée et en appui

	Sollicitations	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T_{max} (KN)
var 1	ELU	27.42	23.307	13.71	28.41
	ELS	19.78	16.813	9.89	/
var 2	ELU	30.44	25.874	15.22	30.22
	ELS	21.95	18.658	10.975	/

III.3.5.Calcul de ferraillage à l'ELU

1) Armatures longitudinales et Armatures de répartition

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.34. Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition dans l'escalier.

		Travée	Appuis	Travée	Appuis
		A (cm²)	A (cm²)	$A_{rép}$(cm²)	$A_{rép}$(cm²)
var 1	Calculée	5.43	3.12	1.41	0.785
	Choisie	5HA12=5.65	4HA10=3.14	3HA8=1.50	3HA8=1.50
Escapement		25	30	30	30
var 2	Calculée	6.07	3.48	1.54	0.98
	Choisie	7HA12=7.92	5HA10=3.92	4HA8=2.01	3HA8=1.50
Escapement		15	25	30	30

2) Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$:

Tableau III.35. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

		$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	vérification
var 1	Travée	7.3	15	C.V
	Appuis	5.4		
var 2	Travée	7.9		
	Appuis	5.0		

III.3.6.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

On considère la fissuration comme peu nuisible:

Et : $\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$$

Tableau.III.36.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

	$\tau_u\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	Vérification
var 1	0.22	3.33	C.V
var 2	0.23		

III.3.7.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 conditions suivantes inégalités sont vérifiées **(CBA 93/Art B.5.1)**:

❖ var 1

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{3.95} = 0.037 < \frac{16.813}{20\times19.78} = 0.042$ C.N.V

2) $\frac{A}{b\times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100\times13} = 0.004 < \frac{2}{400} = 0.005$ C.V

❖ var 2

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{412} = 0.036 < \frac{18.658}{20\times21.95} = 0.042$ C.N.V

2) $\frac{A}{b\times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92}{100\times13} = 0.006 < \frac{2}{400} = 0.005$ C.V

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche.

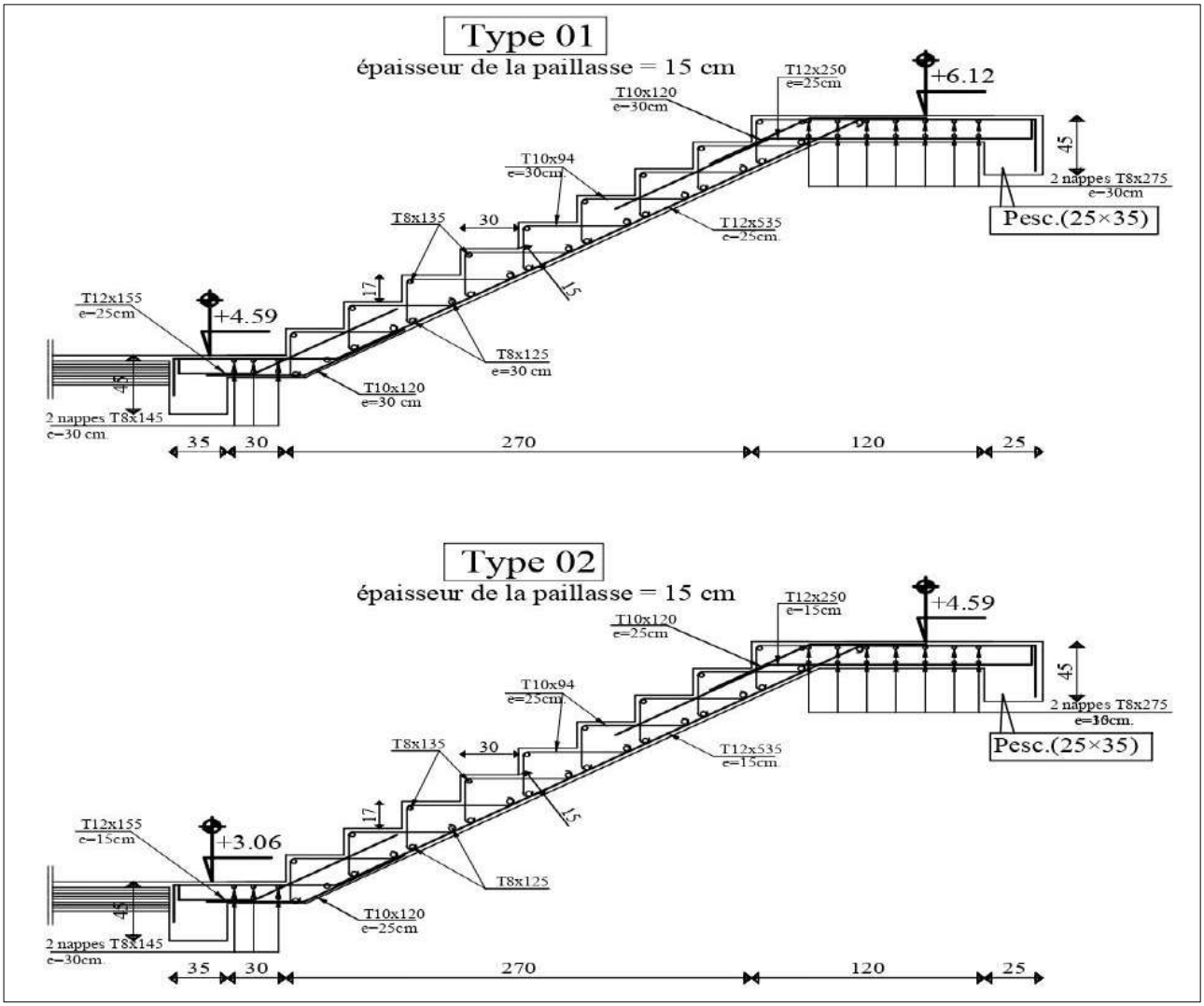
(CBA 93/ Art B.6.5.2)

$$F_{adm} = \begin{cases} \frac{L(cm)}{500} & si\ \ L \leq 5m \\ \frac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

Tableau III.37.Vérification de la flèche de l'escalier.

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	$\rho\%$	y_{ser} (cm)	I_0 (cm^4)	σ_s (MPa)	μ
var 1	5.65	16.813	0.43	7.79	30551.61	254.34	0.432
var 2	7.92	18.658	0.47	7.82	30757.91	260.04	0.474
	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
var 1	10810	18240	7.54	13.41	5.87	7.90	C.V
var 2	10848	18300	9.08	16.14	7.06	8.24	

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en pré dimensionnement: e=15 cm



FigureIII.9. Schéma de ferraillage de d'escalier.

III.3.8.Poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier elle sera calculée en flexion Simple. Elle a une section (b×h) avec longueur de 4.40m.

III.3.8.1.Pré dimensionnement des poutres

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \qquad et \qquad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Les dimensions de la poutre palière doivent satisfaire à la condition du **[Art 7.5.1 RPA2024]**:

$$h \geq 30cm \quad , \quad b \geq 25cm \ (zone\ V) \quad , \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

Tableau III.38. Pré-dimensionnement de la poutre palière.

Élément	Poutre palière
Longueur	L=4.40m
Pré-dimensionnement	$29.33 \leq h \leq 44cm$ h=35cm $10.50 \leq b \leq 24.50cm$ b=25cm
Section choisie	25×35cm²
Vérification [RPA2024]	$h \geq 30$ $b \geq 25$ $\frac{35}{25} = 1.4$
Conclusion	C.V

III.3.8.2.Évaluation des charges

1. Son poids propre le long de la poutre: $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19\ KN/m.$

2. Poids de la double cloison: $G_{maço} = 2.52 \times [(3.74 - 0.45)\text{x}\frac{1}{2}] = 4.15$ KN/m.

3. Réaction d'appui provenant de l'escalier:

$$\begin{cases}\text{ELU: } R_A = 30.22\text{KN.}\\ \text{ELS: } R_A = 21.81\text{ KN.}\end{cases}$$

III.3.8.3.Combinaison de charges

$$\boldsymbol{ELU}: q_u = 1.35\left(G_p + G_{maço}\right) + R_B \times \frac{2}{L} = 1{,}35(2.19 + 4.15) + 30.22 \times \frac{2}{4.4} = 22.3\text{KN/m.}$$

$$\boldsymbol{ELS}: q_s = \left(G_p + G_{maço}\right) + R_B \times \frac{2}{L} = (2.19 + 4.15) + 21.81 \times \frac{2}{4.4} = 16.25\text{KN/m.}$$

III.3.8.4.Calcul des sollicitations

Le calcul s'effectue comme pour une poutre semi encastrée sur les deux appuis,
La méthode ***R.D.M*** donne:

Tableau III.39. Les résultats des efforts.

	R (KN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
	$R_a = R_b = qL/2$	$M_a = M_b = -0.5Mo$	$M_{t\,max} = 0.85Mo$
ELU	49.06	-27.00	45.87
ELS	35.75	-19.66	33.43

III.3.8.5.Calcul de ferraillage l'ELU

Tableau III.40. Calcul de ferraillage de la poutre palière.

M_{max} (kN.m)		$A_{calculée}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)	
Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
45.87	-27.00	4.26	2.45	4HA12 = 4.52	3HA12 = 3.39

III.3.8.6.Vérification des contraintes normales à l'ELS

Tableau III.41.Vérification des contraintes normales.

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérifiée
Travée	33.43	8.31	15	Oui
Appui	-19.66	5.45	15	Oui

III.3.8.7.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par: $\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$

Fissuration peu nuisible: $\tau \leq \bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right]$

Tableau III.42.Vérification des contraintes de cisaillement.

Section (cm^2)	T (kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$ (MPa)	ZN (cm^2)	ZC (cm^2)	Ø (mm)	A_t (cm^2)
25x35	49.06	0.60	3.33	Vérifiée	7	15	8	4HA8=2,01

III.3.8.8.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées:

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{440} = 0.0795 > \frac{1}{16} = 0.0625$ C.V

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{440} = 0.0795 < \frac{33.426}{10 \times 39.325} = 0.085$ C.N.V

3) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{25 \times 33} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.011$ C.V

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on doit faire le calcul de la flèche.

$$F_{adm} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ \ L \leq 5m \\ \dfrac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

Tableau III.43.Vérification de la flèche.

A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	$\rho\%$	y_{ser} (cm)	I_0 (cm^4)	σ_s (MPa)	μ
4.52	33.426	0.548	18.61	104440.49	251.79	0.513
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
38351.48	63814.82	5.25	9.46	4.21	8.8	C.V

III.4.Les dalles pleines

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions et la dalle est uniformément chargée.Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur:

Tableau III.44.moments en travée et en appui.

`	Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	**x-x**	8.58	-4.73
	y-y	8.49	-4.22
ELS	**x-x**	6.04	-3.43
	y-y	5.98	-3.43

III.4.1.Calcul de ferraillage à l'ELU

1) Armatures longitudinales et Armatures de répartition

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.45. Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition.

	x-x		y-y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A (cm^2)	2.00	1.70	2.00	1.70
A_{min}(cm^2)	1.70	1.70	1.70	1.70
Choisie	5HA10=3.92	5HA10=3.92	5HA10=3.92	5HA10=3.92
Escapement	25	25	25	25

2) Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$:

Tableau III.46. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

		$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	vérification
Sens x-x = y-y	Travée	1.6	15	C.V
	Appuis	0.8		

III.4.2.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\bar{\tau} = 0.07 f_{c28}/\gamma_b = 1.16\ MPa$ **(BAEL 91/Art A.5.2.2)**

$\tau_u = \dfrac{v_u}{b.d}$

Tableau.III.47.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

	$\tau_u\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	Vérification
Sens x-x = y-y	0.76	1.16	C.V

III.4.3.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 conditions suivantes inégalités sont vérifiées **(CBA93 /Art B.5.1)**:

1) $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_x} \Rightarrow \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{6.04}{20\times7.11} = 0.042$ C.V

2) $\frac{A}{b\times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93\times10^2}{1000\times135} = 2.91\times10^{-3} < \frac{2}{400} = 5\times10^{-3}$ C.V

Les deux conditions sont vérifiées donc calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.La dalle machine

III.5.1.Introduction

La dalle machine est une dalle plaine, qui reprend un chargement important par rapport à celle de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

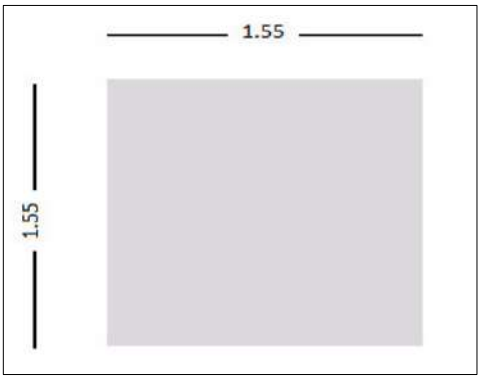


Figure III.10. Schéma de la dalle machine.

III.5.2.Dimensionnement

- **Condition d'isolation phonique:**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm.

- **Condition de résistance à la au feu:**

e ≥ 7 cm pour une heure de coupe-feu.

e ≥ 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

e ≥ 17.5 cm pour quatre heures de coupe-feu.

- **Condition de résistance à la flexion:**

Dalle reposant sur quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{155}{50} \leq e \leq \frac{155}{40} \quad \rightarrow \quad 3.1cm \leq e \leq 3.875\ cm$$

- **Condition de l'entreprise nationale d'ascenseur:**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est: e=25cm.

L'épaisseur à retenir est : **ep =25** cm, plancher en dalle pleine.

III.5.3.Évaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs la charge permanente est représentée comme suit:

P_1= 8400 kg, P_2= 3200 kg, P_3= 2000 kg, P_4= 600 kg, P_5= 800 kg, P_6= 1200 kg, P_7= 750 kg, P_8= 1100 kg, P_9= 1000 kg, P_{10}= 3100 kg.

- **Poids de la machine**

$G_1 = \sum_{i=1}^{10} \frac{P_i}{S} = \frac{22200\times10^{-2}}{1.55\times1.55} = 92.40$ KN/m²

- **Poids propre de la dalle**

G_2=e× ρ = 25×0.25 = 6.25 KN/m²

Donc: G = 92.40+6.25 = 98.65 KN/m²

b) Charges d'exploitations

Q = 300 kg/m² = 3 KN/m² Combinaison de charges :

ELU: q_u= 1.35G +1.5Q = 1.35×98.65+1.5×3 = 137.67 KN/m²

ELS: q_s= G +Q = 98.65+3 = 101.65 KN/m²

III.5.4. Déterminations des moments

On va utiliser la méthode forfaitaire.

$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.55}{1.55} = 1 \rightarrow\ 0.4 \leq \alpha \leq 1$

Une dalle est considérée comme travaillante suivant deux directions et la dalle est uniformément chargée.

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x.q.L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y M_{ox}$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\alpha = \frac{L_X}{L_Y}$

On a un panneau de rive:

- Moment en travée: (M_{tx}=0.85 M_{oy} , M_{ty} = 0.85 M_{oy})
- Moment sur appuis :(M_{ax}=0.3M_{ox}, M_{ay}= 0.3 M_{oy})

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant:

Tableau III.48.moments en travée et en appui

`	Sens	M	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
ELU	**x-x**	0.0368	12.17	10.34	3.65
	y-y	1	12.17	10.34	3.65
ELS	**x-x**	0.0441	10.77	9.15	3.23
	y-y	1	10.77	9.15	3.23

III.5.5.Calcul de ferraillage à l'ELU

1) Armatures longitudinales et Armatures de répartition

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.49. Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition.

	x-x		y-y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A (cm^2)	0.47	1.33	0.47	1.33
A_{min}(cm^2)	2.71	2.71	2.71	2.71
Choisie	5HA10=3.92	5HA10=3.92	5HA10=3.92	5HA10=3.92
Escapement	25	25	25	25

2) Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$:

Tableau III.50. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

		$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	vérification
Sens	Travée	1.9	15	C.V
x-x = y-y	Appuis	0.7		

III.5.6.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\bar{\tau} = 0.07 f_{c28}.\gamma_b = 1.16\ MPa$ **(BAEL 91/Art A.5.2.2)**

$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$

$T_x = \frac{q_{u\times L_x \times L_y}}{2L_x + L_y} = \frac{137.34\times 1.55\times 1.55}{2\times 1.55 + 1.55} = 70.96\ KN$

$T_y = \frac{q_{u\times L_x}}{3} = \frac{137.34\times 1.55}{3} = 71.06\ KN$

$T_u = \max(T_x, T_y) = 71.06\ KN$

Tableau.III.51.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

	$\tau_u\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	Vérification
Sens x-x = y-y	0.315	1.16	C.V

III.5.7.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 conditions suivantes inégalités sont vérifiées **(CBA 93/Art B.5.1)**:

1) $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_x} \Rightarrow \frac{25}{155} = 0.161 > \frac{10.34}{20\times 12.17} = 0.042$ C.V

2) $\frac{A}{b\times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93\times 10^2}{1000\times 225} = 1.74\times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5\times 10^{-3}$ C.V

Les deux conditions sont vérifiées donc calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

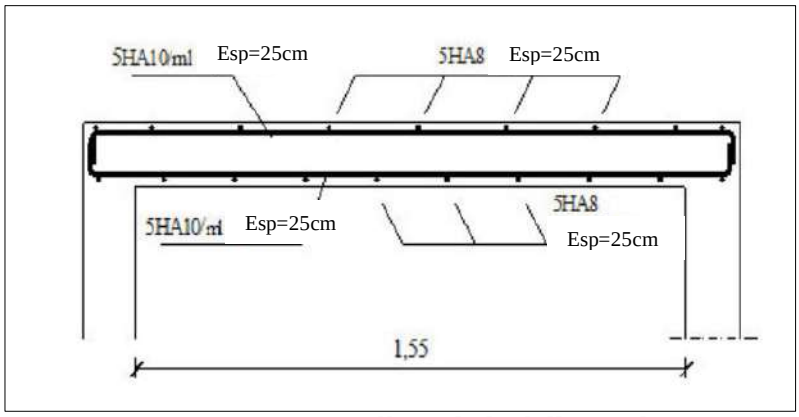


Figure III.11.Ferraillage de la dalle machin.

III.6.Les balcons

III.6.1.Introduction

Les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée encastre dans les poutres leur calcule se fait pour une console ayant une extrémité encastre dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

III.6.2.Pré-dimensionnement

e_b: doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique.

$e_b \geq \frac{L}{10}$

L: la plus grande partie de la console.

$e_b \geq \frac{160}{10}$ =16 cm

On prend: e_b =16cm (dalle pleine)

III.6.3.Évaluation des charges et surcharges

❖ **Balcon terrasse**

a) Charges permanents

Tableau III.52. Evaluation de la charge permanente du balcon terrasse.

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle plaine	0.16	25	4.00
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			Total	7.60

b) surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible: **Q = 1kN/m²**

❖ **Balcon étage courant**

a) Charges permanents

Tableau III.53. Evaluation de la charge permanente du balcon étage courant.

N⁰	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle plaine	0.16	25	4.00
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
			Total	7.16

Charges permanents: G =7.16 KN/m²

Charges de garde de corps: G_1 = 2.53 KN/m²

b) surcharges d'exploitation

Balcon étage courante: Q = 3.5kN/m²

Surcharge dus à la main courante: Q_1 =1 KN/m²

❖ **Combinaisons des charges**

ELU

q_{u1}= (1.35G+1.5Q) = (1.35x7.16+1.5x3.5) =14.92 KN/ml

q_{u2}= (1.35G_1+1.5Q_1) = (1.35x2.53+1.5x1) = 4.91 KN/ml

ELS

q_{s1} = (G+Q) = (7.16+3.5) = 10.66 KN/ml

q_{s2} = (G1+Q1) = (2.53+1) = 3.53 KN/ml

III.6.4.Calcul des moments et des efforts tranchant

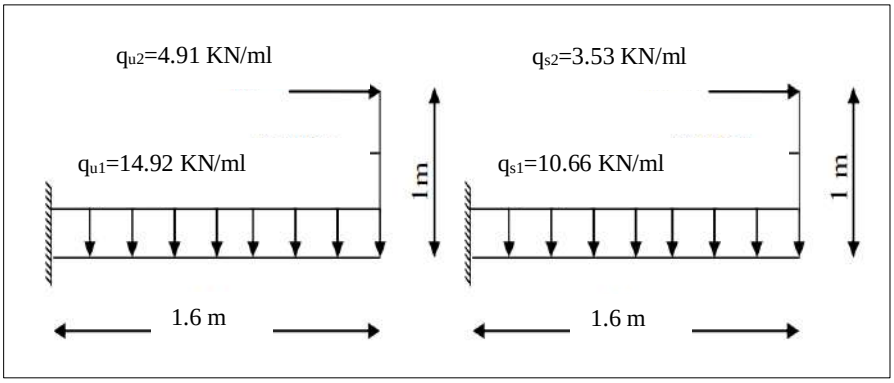


Figure III.12. Chargement dans les balcons.

❖ **ELU**

$M_u = \frac{q_{u1}.L^2}{2} + q_{u2}.L = \frac{14.92 \times 1.6^2}{2} + 4.91 \times 1.6 = 26.95$ KN.m

$V_u = q_{u1}.L + q_{u2} = 14.92x1.6+4.91 = 28.78$ KN

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26.95 \times 10^6}{14.2 \times 1000(160 \times 0.9)^2} = 0.0915 < \mu_L = 0.392\ C.V$$

Alors A'= 0 (pas d'armature comprimée)

1) Armatures longitudinales et Armatures de répartition

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.54. Section d'armatures longitudinales et armatures de répartition.

A (cm^2)	5.65
A_{min}(cm^2)	1.74
Choisie	5HA12=5.65
$A_{rép}$(cm^2)	1.13
Choisie	4HA8=2.01
Escapement	25

2) Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$:

Tableau III.55.Vérification des contraintes normales à l'ELS.

$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	vérification
7.13	15	C.V

III.6.6.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\bar{\tau} = 0.07 f_{c28}.\gamma_b = 1.16\ MPa$ **(BAEL 91/Art A.5.2.2)**

$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$

Tableau.III.56.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$\tau_u\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	Vérification
0.20	1.16	C.V

III.6.7.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 2 conditions suivantes inégalités sont vérifiées **(CBA 93/Art B.5.1)**:

1) $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_x} \Rightarrow \frac{16}{160} = 0.1 > \frac{19.29}{20 \times 19.29} = 0.05$ C.V

2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65 \times 10^2}{1000 \times 160} = 3.53 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$ C.V

Les deux conditions sont vérifiées donc calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

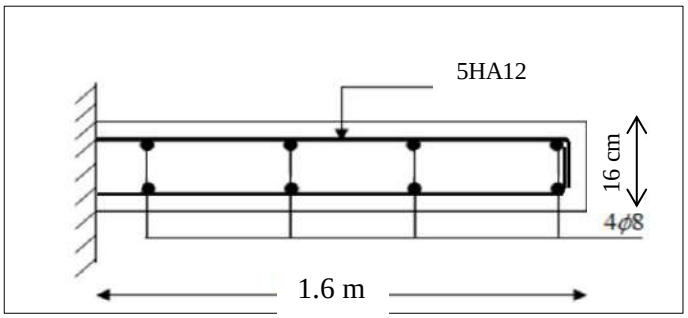


Figure III.13. Plan de ferraillage du balcon.

Chapitre IV :

Etude dynamique

selon RPA 2024

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on va étudier le comportement de notre structure lorsqu'elle est soumise à un chargement dynamique arbitraire. Cela nécessite la création d'un modèle de calcul qui représente mieux la structure. Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional version 2024**, sur un modèle Tridimensionnel de la structure encastrée à la base.

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à:

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Critères de classification par RPA 2024

IV.2.1. Classification des zones sismiques [Art 3.1]

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, dans notre cas le projet et situé dans une zone sismicité élevée Zone V **[RPA2024-Tab 3.1 et Fig 3.1 et L'Annexe A].**

IV.2.2. Classification de site [Art 3.2]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site Meuble (Catégorie S_3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide.

IV.2.3. Actions sismiques [Art 3.3]

- Le territoire national est divisé en sept (07) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, Dans notre cas:
  Zone sismique (zone V) « Elevée » → $\boldsymbol{A = 0.25}$ **[RPA 2024-Tab 3.1]**
- Les valeurs des périodes T_1 et T_2 et du coefficient de site, S, qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.
  Le spectre, selon la zone sismique, est de:
  Type1: appliqué aux zones sismiques IV, V et VI **[RPA2024-Tab 3.4]**.
  Type 2: appliqué aux zones sismiques I, II et III.
  Dans notre cas:

TableauIV.1.valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse de type 1.

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1(s)	T_2(s)	T_3(s)
Site S_3	1.3	0.15	0.60	2.0

IV.2.4. Classification des bâtiments selon leur importance [Art 3.4]

Le niveau minimal de protection sismique accorde à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixes par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classes en 4 groupes d'importance.

Les groupes d'importance sont caractérisés par différents coefficients d'importance, I.

Dans notre cas le groupe d'usage est le Groupe 2: Bâtiments d'importance moyenne et le coefficient d'importance **I=1 [RPA 2024-Tab 3.11].**

IV.2.5. Classification des systèmes de contreventement [Art 3.5]

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **48.46%**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **51.54%**

Donc notre système est : **04-Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles**

IV.2.6. Coefficient de comportement global de la structure [Art 3.6]

Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement R, doit être utilisée pour chaque direction principale. Sa valeur unique est donnée par **[RPA 2024-Tab 3.18]** en fonction du système de contreventement → **R=4.5$^{(b)}$**.

IV.2.7. Classification des boitements selon leur configuration [Art 3.7]

Le bâtiment étudié présente une régularité en élévation, tous les critères définis par le **RPA 2024** à **l'article 3.7.1** (b1 à b4) étant satisfaits.

IV.2.8. Facteur de qualité

Le facteur de qualité Q_F, tient compte de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de QF est déterminée par:

$Q_F = 1 + \sum_{q=I}^{q=i} P_q$

- P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans **[RPA 2024-Tab 3.19]**;
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Tableau IV.2. Valeurs des pondérations P_q

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Les critères de qualité "q" à vérifier sont:

➢ Pondération de la catégorie (b)

1. Régularité en plan: La structure est classée régulière en plan selon les critères **(RPA-cf. §3.7.la) → N/observé.**

2. Régularité en élévation La structure est classée régulière en élévation selon les critères **(RPA-cf. §3.7.1b) → Observé.**

3. Redondance en plan Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. → **N/observé.**

→$Q_F = 1 + \sum_{q=I}^{q=i} P_q$

Q_F **=1.10**

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Médéa, zone V (sismicité élevée) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 2024) qui limite l'utilisation des Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone. Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 31.62 m soit satisfaite aux exigences du RPA 2024.

❖ Hypothèses de conception des voiles

- La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.
- La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
- La limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.2. Analyse de notre structure

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle. A cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

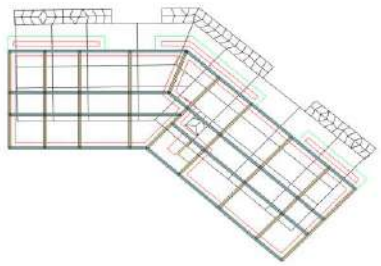
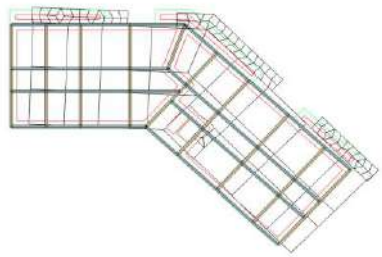
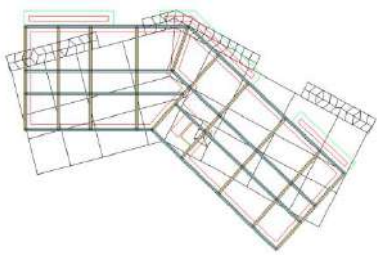
IV.3.2.1. Structure auto-stable

Le comportement de trois premiers modes de la structure auto-stable plus le calcul de centres de masse et de rigidité sont représentés dans le tableau IV.3 et IV.4 respectivement.

Tableau IV.3. Calcul de centres de masse et de rigidité de la structure auto-stable

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	Wi (KN)
S-sol	17.52	1.64	17.24	1.39	6471.2664
RDC	17.97	2.15	17.24	1.39	5819.2062
1	18.00	2.19	17.28	1.48	5560.5637
2	18.00	2.19	17.28	1.48	5560.5637
3	18.01	2.20	17.38	1.55	5451.4916
4	18.01	2.20	17.38	1.55	5451.4916
5	18.03	2.22	17.50	1.67	5356.9626
6	18.03	2.22	17.50	1.67	5356.9626
7	18.05	2.28	17.50	1.67	4951.0121

Tableau IV.4.Le comportement des trois premiers modes auto-stable.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivant l'axe 'y'	Ux =4.35 %	Translation Suivant l'axe 'x'	Ux= 68.20 %	Rotation autour de l'axe 'Z'	Ux = 4.20 %
	Uy =72.08 %		Uy = 3.65 %		Uy = 0.87 %
	T = 1.48 s		T = 1.36 s		T = 1.20 s

IV.3.2.2. Dispositions des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcul « ROBOT structurel analysis 2024 » on a choisi une variante (Figure .IV.1) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par la réglementation en vigueur et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

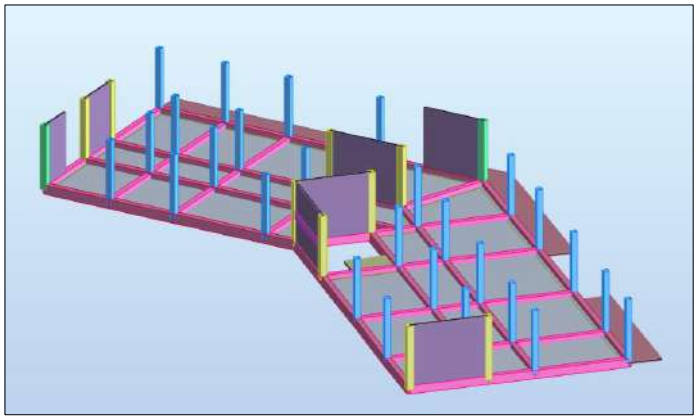


Figure. IV.1. Disposition finale des voiles.

Tableau IV.5. Centre de masse et centre de torsion.

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	Wi (KN)
S-sol	17.38	1.57	17.6	2.27	8645.1666
RDC	17.71	2.07	17.58	2.28	8488.6908
1	17.77	2.13	17.64	2.3	7828.4011
2	17.77	2.13	17.64	2.3	7828.401
3	17.79	2.16	17.64	2.31	7610.257
4	17.79	2.16	17.64	2.31	7610.257
5	17.78	2.17	17.65	2.32	7475.9263
6	17.78	2.17	17.65	2.32	7475.9263
7	17.78	2.21	17.65	2.32	7077.7328

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- la méthode statique équivalente;
- la méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, à savoir: Forme irrégulière en plan, Zone V, Groupe d'usage 2, la hauteur de notre bâtiment dépasse 17 m. Donc, on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fera par le logiciel d'analyse «ROBOT structurel analysis 2024».

IV.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale [RPA 2024-Art 4.3]

IV.4.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherche, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendres, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul **[RPA 2024-Art3.3.3]** Ces effets sont, par la suite, combines pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "ROBOT 2024" pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, est un modèle tridimensionnel encastré à la base.

IV.4.2.3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}.(2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3})] & si\ 0 \le T < T_1 \\ A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}] & si\ T_1 \le T < T_2 \\ A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}].[\frac{T_2}{T}] & si\ T_2 \le T < T_3 \\ A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}].[\frac{T_2.T_3}{T^2}] & si\ T_3 \le T < 4s \end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de zone **[RPA 2024, Tab 3.3]** → $\boldsymbol{A = 0.25}$

S: coefficient de site **[RPA 2024, Tab 3.4]** → **S = 1.30**

Q_F : facteur de qualité → $\boldsymbol{Q_F}$ **= 1.10**

I : coefficient d'importance **[RPA 2024, Tab 3.11]** → **I = 1**

R: Coefficient de comportement de la structure **[RPA 2024, Tab 3.18]** → **R = 4.5**$^{(b)}$

T_1, T_2, T_3: **[RPA 2024, Tab 3.4]** → $\boldsymbol{T_1}$**=0.15,** $\boldsymbol{T_2}$**=0.60,** $\boldsymbol{T_3}$**=2.0**

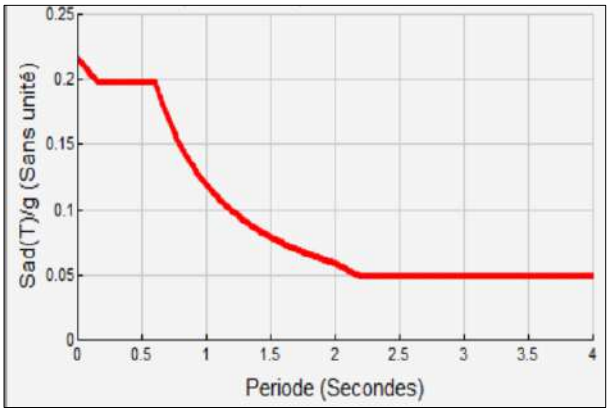


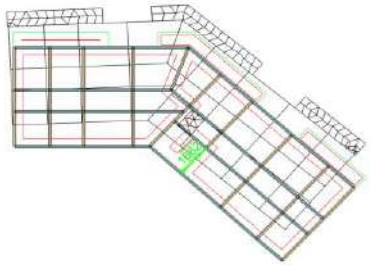
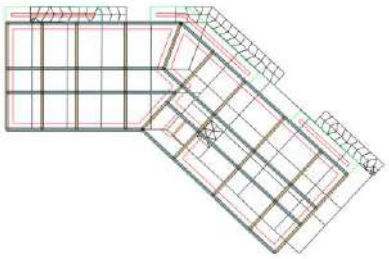
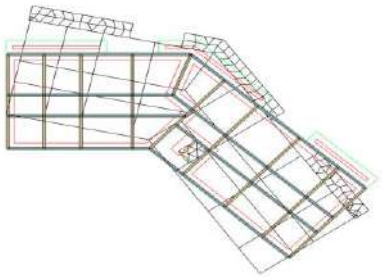
Figure IV.2. Spectre de réponse (X) et (Y)

IV.4.3. Analyse modale

IV.4.3.1. Comportement modal

Le Tableau IV.6 illustre le comportement des trois premiers modes de la structure après l'ajout des voiles de contreventement selon la disposition présentée sur la Figure IV.1.

Tableau IV.6. Le comportement des trois premiers modes.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivant l'axe 'y'	Ux =0.18 %	Translation Suivant l'axe 'x'	Ux= 70.48 %	Rotation autour de l'axe 'Z'	Ux = 0.17 %
	Uy =66.91 %		Uy = 0.08 %		Uy = 1.74 %
	T = 0.84 s		T = 0.73 s		T = 0.63 s

IV.4.3.2. Participation massique [RPA 2024-Art 4.3.3]

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que:

- la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Tableau IV.7. Participation des masses modale

Mode N^{O}	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.84	0.84	0.18	66.91
2	0.73	1.57	70.66	66.99
3	0.63	2.2	70.83	68.72
4	0.24	2.44	71.48	79.23
5	0.22	2.66	79.71	79.33
6	0.2	2.86	79.72	85.77
7	0.18	3.04	85.55	87.06
8	0.17	3.21	87.16	87.43
9	0.15	3.36	87.16	87.43
10	0.1	3.46	88.52	91.4
11	0.09	3.55	92.37	93.23

❖ **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 11 mode avec un temps total de dissipation vaut « T=3.55sec ».

D'après **l'article 4.3.3.**b de [RPA 2024], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que:

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20$ s

N: Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k: La période du mode K

N= 8 donc: $K=3\sqrt{8} = 8.5$

T_k= 0.09s ≤0.20s **C.V**

IV.4.3.3. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.3.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA 2024-Art 4.3.5]

La résultante des forces sismiques a la base V_t, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V, déterminées par la méthode statique équivalente. Pour une valeur de la période fondamentale T_o donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter taus les parametres de la reponse (forces, deplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0.8V}{V_t}$).

❖ **Calcul de la force sismique totale [RPA 2024-Art 4.2.3]**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales:

$$V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_o;

T_o: Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ: Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{ si To} \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, autrement \end{cases}$$

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal a la somme des poids W_i, calcules à chaque niveau « i »:

➢ **Période T utilisée pour le calcul [RPA 2024-Art 4.2.4]**

$T_{\text{empirique}} = C_T . (h_N)^{3/4}$

Tableau IV.8. Valeur de la période(T_0).

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3\ T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3\ T_{empirique}$	$T_0 = 1.3\ T_{empirique}$

Pour notre projet:

- Hauteur totale du bâtiment → h_N= 31.62m
- C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement

Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

[RPA 2024,Tab 4.3] → C_T= 0.05

La période de calcul (extrait du logiciel de calcul **(ROBOT)** T_{calcul} = 0.84 sec

$T_{\text{empirique}} = 0.05.(32.62)^{3/4} = 0.667\ sec$

T_{calcul} = 0.84 sec$< 1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.667 = 0.867\ sec \rightarrow T_0 = T_{calcul}$

T_0= 0.84 sec

T_0= 0.84 sec $< 2.T_2 = 2 \times 0.6 = 1.2$ **C.V**

Notre bâtiment a plus de niveaux → λ **=0.85**

➢ **Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0**

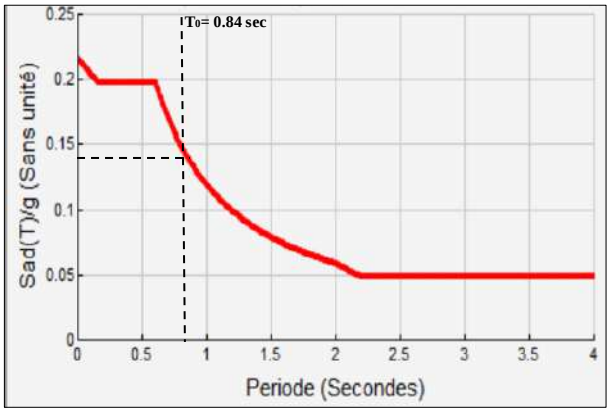


Figure IV.3. Spectre de réponse (X) et (Y)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)=0.14$$

➢ Pour l'estimation des charges permanentes et charges d'exploitation appliquées, les valeurs suivantes ont été considérées:

TableauIV.9. Charges permanentes et charges d'exploitation

Etage	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)
Terrasse	6.60	1
Etage courante	6.16	1.5
RDC	6.46	5

$W_i = W_{Gi} + \psi . W_{Qi}$

ψ =0.3 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) **[RPA 2024,Tab 4.2]**

ψ =0.6 (commerce)

Le poids total de la structure W= 53210.55KN

➢ **Calcul de l'effort tranchant à la base statique**

$$V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$$

V=0.85×0.14×53210.55

***V*=6332.06 KN** (Pour les directions X-X et Y-Y)

➢ **Calcul de l'effort tranchant à la base de calcul (ROBOT)**

V_x= 6289.31 KN

V_y= 5351.75 KN

$$\begin{cases} V_x > 0.8\, V_{statique} \\ V_y > 0.8\, V_{statique} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_x = 6289.31 \text{ KN} \\ V_y = 5351.75 \text{ KN} \end{cases} > 0.8 \times 6332.06 = 5065.65 \text{ KN} \ldots\ldots\ldots \textbf{C.V}$$

❖ Combinaisons d'actions

➢ **Composantes horizontales de l'action sismique [RPA 2024-Art 5.2.1]**

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \qquad \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_x + 0.3E_y \\ G + \psi Q + E_x - 0.3E_y \\ G + \psi Q - E_x + 0.3E_y \\ G + \psi Q - E_x - 0.3E_y \\ G + \psi Q + 0.3E_x + E_y \\ G + \psi Q + 0.3E_x - E_y \\ G + \psi Q - 0.3E_x + E_y \\ G + \psi Q - 0.3E_x - E_y \end{cases}$$

b) Vérification de la stabilité au renversement [RPA 2024-Art 5.5]

- Le moment de renversement égale à: $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i$; $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$

Avec:

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment de stabilité égale à: $M_{Sx} = W_i . X_G$; $M_{Sy} = W_i . Y_G$

Avec: X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: Le poids total de la structure ($W_i = W_{Gi} + \psi . W_{Qi}$)

Tableau IV.10. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction x-x.

Etage	F_x (KN)	h (m)	W (KN)	X_G (m)	M_{RXi} (KN.m)	$\sum M_{Rx}$(KN.m)	M_{sx} (KN.m)
S-sol	110.48	3.06	53210.54	17.96	338.0688	129024.36	955661.38
RDC	281.79	6.8			1916.172		
1	411.61	9.86			4058.4746		
2	532.4	12.92			6878.608		
3	650.42	15.98			10393.712		
4	784.88	19.04			14944.115		
5	952.96	22.1			21060.416		
6	1168.37	25.16			29396.189		
7	1210.46	28.22			34159.181		
Terrasse	185.94	31.62			5879.4228		

Tableau IV.11. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction y-y.

Etage	F_y (KN)	h (m)	W (KN)	Y_G (m)	M_{RYi} (KN.m)	$\sum M_{Ry}$(KN.m)	M_{sy} (KN.m)
S-sol	115.06	3.06	53210.54	15.29	352.0836	109880.54	813589.23
RDC	267.3	6.8			1817.64		
1	363.6	9.86			3585.096		
2	441.45	12.92			5703.534		
3	516.12	15.98			8247.5976		
4	616.18	19.04			11732.067		
5	771.35	22.1			17046.835		
6	997.78	25.16			25104.145		
7	1071.08	28.22			30225.878		
Terrasse	191.83	31.62			6065.6646		

Donc: il faut vérifier que: $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3$

Tableau IV.12. Vérification de stabilisation.

Direction x	M_{sx} (KN.m)	955661.38	$\frac{M_S}{M_R}$	7.40	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3$	C.V
	M_{Rx}(KN.m)	129024.36				
Direction y	M_{sy}(KN.m)	813589.23	$\frac{M_S}{M_R}$	7.40	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3$	C.V
	M_{Ry}(KN.m)	109880.54				

❖ **Commentaire**

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

c) Vérification de l'effet P-Δ [RPA 2024-Art 5.9]

Les effets du 2éme ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$

P_k :Poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k ».

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau « k ».

Δ_k :Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ». $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ et $\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$

Δ_{ek}: Déplacement inter étage. $\Delta_k = \Delta_{ek} \times R / Q_F$

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité.

h_k :Hauteur de l'étage « k ».

Si ($0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$), les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calcules au moyen d'une analyse élastique du 1^0 ordre par le facteur :$(\frac{1}{1-\theta_k})$

Si $\theta_k \geq 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13. Vérification de l'effet P-Δ direction x-x.

Etage	P_k(KN)	Δ_{ek}(cm)	$\Delta_{ek} \times R / Q_F$ (cm)	V_k(KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
S-sol	-52468.7	0.133	0.54397	6289.31	3.06	0.0148	CV
RDC	-45471.4	0.337	1.37833	6178.83	3.74	0.0271	CV
1	-39466.1	0.348	1.42332	5897.04	3.06	0.0311	CV
2	-33692.4	0.384	1.57056	5485.43	3.06	0.03152	CV
3	-27961.6	0.406	1.66054	4953.03	3.06	0.03063	CV
4	-22294.9	0.399	1.63191	4302.61	3.06	0.02763	CV
5	-16661.1	0.38	1.5542	3517.73	3.06	0.02405	CV
6	-11060.3	0.348	1.42332	2564.77	3.06	0.02005	CV
7	-5458.81	0.315	1.28835	1396.4	3.06	0.01645	CV
Terrasse	-388.24	0.426	1.74234	185.94	3.40	0.01069	CV

Tableau IV.14. Vérification de l'effet P-Δ direction y-y.

Etage	P_k(KN)	Δ_{ek}(cm)	$\Delta_{ek} \times R / Q_F$ (cm)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
S-sol	-52468.7	0.135	0.55215	5351.75	3.06	0.01769	CV
RDC	-45471.4	0.343	1.40287	5236.69	3.74	0.03257	CV
1	-39466.1	0.369	1.50921	4969.39	3.06	0.03916	CV
2	-33692.4	0.428	1.75052	4605.79	3.06	0.04184	CV
3	-27961.6	0.468	1.91412	4164.34	3.06	0.04200	CV
4	-22294.9	0.483	1.97547	3648.22	3.06	0.03945	CV
5	-16661.1	0.487	1.99183	3032.04	3.06	0.03576	CV
6	-11060.3	0.472	1.93048	2260.69	3.06	0.03086	CV
7	-5458.81	0.447	1.82823	1262.91	3.06	0.0258	CV
Terrasse	-388.24	0.55	2.2495	191.83	3.40	0.01339	CV

d) Vérification des déplacements inter-étage [RPA 2024-Art 5.10]

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites $\bar{\Delta}_k$, données dans **[RPA 2024, Tab 5.2]**

On a bâtiment en béton armée: Le déplacement limite $\bar{\Delta}_k = 0.0150\ h_k$

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$\Delta_k = \Delta_{ek} \times R\ / Q_F$

Tableau IV.15. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
0.54397	4.59	CV
1.37833	5.61	CV
1.42332	4.59	CV
1.57056	4.59	CV
1.66054	4.59	CV
1.63191	4.59	CV
1.5542	4.59	CV
1.42332	4.59	CV
1.28835	4.59	CV
1.74234	5.1	CV

Tableau IV.16. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
0.55215	4.59	CV
1.40287	5.61	CV
1.50921	4.59	CV
1.75052	4.59	CV
1.91412	4.59	CV
1.97547	4.59	CV
1.99183	4.59	CV
1.93048	4.59	CV
1.82823	4.59	CV
2.2495	5.1	CV

❖ **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

IV.5. Résistance des éléments

❖ Poteaux

a) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

D'après **[RPA 2024-Art 7.4.3]** on doit vérifier que: $(\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.35$

N_d : Effort normal réduit.

B_c: Section brute du béton.

Tableau IV.17. Vérification de l'effort normal réduit suivant x

Niveau	Section(cm²)	Combinaison	$N_d(KN)$	$B_c(mm^2)$	ν	$\nu \leq 0.35$
S-sol+ RDC	45× 45	G+ψQ+EX+0.3EY	2669.39	184900	0.58	C.N.V
1^{er}+$2^{éme}$	40× 40		2068.83	144400	0.57	
$3^{éme}$+$4^{éme}$	35× 35		1214.01	108900	0.45	
$5^{éme}$+$6^{éme}$+$7^{éme}$	30× 30		729.55	78400	0.37	

❖ **Commenter:** La vérification de l'effort normal réduit appliquée aux poteaux n'est pas satisfaite avec les dimensions initiales. Par conséquent, il est nécessaire d'augmenter la section des poteaux afin d'assurer leur capacité portante, conformément aux exigences de la réglementation en vigueur, et pour satisfaire aux exigences de sécurité et de résistance structurelle.

Tableau IV.18. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux a section augmentée.

Niveau	Section(cm²)	Combinaison	$N_d(KN)$	$B_c(mm^2)$	v	$v \leq 0.35$
S-sol+ RDC	70× 70	G+ψQ+EX+0.3EY	3899.55	462400	0.34	C.V
1er+2éme	65× 65		3090.03	396900	0.31	
3éme+4éme	60× 60		1834.25	336400	0.22	
5éme+6éme	55× 55		998.60	280900	0.14	
7éme+Terrasse	50× 50		477.67	230400	0.08	

b) Vérification de cisaillement

On doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}_{bu}$ telles que:

$\tau = \frac{v}{b.d}$ CBA93 **[Art A.5.1]**

Et : $\bar{\tau}_{bu}=\rho_d.f_{c28}$ Avec: $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \; si \; \lambda \geq 5 \\ 0.040 \; si \; \lambda < 5 \end{cases} \rightarrow \lambda = \frac{l_f}{a} \rightarrow (l_f = 0.7 \times H)$ **[RPA 2024-Art 7.4.3]**

Pour tous les poteaux on à λ<5 donc ρ_d= 0.04.

Tableau IV.19.Vérification de cisaillement des poteaux.

Section (cm²)	Combinaison	v (KN)	$\tau\,(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
70× 70	G+ψQ -EX -0.3EY	135.45	0.31	1	C.V
65× 65	G+ψQ -EX -0.3EY	179.30	0.46	1	C.V
60× 60	G+ψQ -EY -0.3EX	143.64	0.44	1	C.V
55× 55	G+ψQ -EY -0.3EX	118.11	0.43	1	C.V
50× 50	G+ψQ -EY -0.3EX	89.78	0.40	1	C.V

❖ Les poutres

a) Vérification de cisaillement des éléments

Selon **CBA93 [Art A.5.1],** on doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\tau = \frac{v}{b.d}$

Et : $\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ $\gamma_b = 1.2$ Situation accidentelle , $\gamma_b = 1.5$ Situation durable.

Tableau IV.20.Vérification de cisaillement des poutres.

Elements	Section (cm²)	Combinaison	v (KN)	$\tau\,(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Pouters principals	30× 45	(G+ψQ-EX-0.3EY)	491.17	4.04	4.16	C.V
Pouters seconders	30× 40	(G+ψQ+EX+0.3EY)	247.12	2.27	4.16	C.V

❖ Les Voiles

a) Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles.

D'après **[RPA 2024-Art 7.7.2]** on doit vérifier que: ($v = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}}$)≤ 0.40

N_d : Effort normal réduit.

B_c: Section brute du béton.

Tableau IV.21. Vérification de l'effort normal réduit

Voile	Section(cm²)	Combinaison	$N_d(KN)$	v	$v \leq 0.4$
1	17×200	G+ψQ -EY -0.3EX	1083.38	0.13	C.V
2	17×260	G+ψQ -EY -0.3EX	1235.77	0.11	
3	17×345	G+ψQ -EX -0.3EY	4198.88	0.29	
4	17×415	G+ψQ -EY -0.3EX	2113.12	0.12	
5	17×400	G+ψQ -EY -0.3EX	5072.12	0.30	
6	17×470	G+ψQ -EY -0.3EX	6164.81	0.31	
7	17×420	G+ψQ -EY -0.3EX	1816.12	0.10	

b) Vérification de cisaillement

On doit vérifier que $\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$ telles que:

$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w.d}$ **[RPA 2024-Art 7.7.2]**

Avec: $\bar{v}$=1.4V_u

b_w: épaisseur du linteau ou du voile

d: hauteur utile avec d = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute.

Tableau IV.22.Vérification de cisaillement des voiles.

voile	Section(cm²)	Combinaison	V_u(KN)	$\tau_b(MPa)$	$0.2 f_{c28}(MPa)$	$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$
1	17×200	G+ψQ -EY -0.3EX	198.66	0.91	5	C.V
2	17×260	G+ψQ+EY+0.3EX	608.42	2.14	5	C.V
3	17×345	G+ψQ -EX -0.3EY	973.70	2.60	5	C.V
4	17×415	G+ψQ -EX -0.3EY	2057.73	4.54	5	C.V
5	17×400	G+ψQ+EY+0.3EX	1840.36	4.20	5	C.V
6	17×470	G+ψQ -EY -0.3EX	2731.57	5.32	5	C.N.V
7	17×420	G+ψQ -EY -0.3EX	1568.61	3.42	5	C.V

❖ **Commenter:** La vérification du cisaillement des voiles n'est pas satisfaite pour tous les voiles, car les épaisseurs sont insuffisantes. Par conséquent, il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur des voiles afin de garantir leur capacité à résister au cisaillement et assurer la conformité aux normes de sécurité et de performance structurelle.

Tableau IV.23.Vérification de cisaillement des voiles.

voile	Section(cm²)	Combinaison	V_u(KN)	$\tau_b(MPa)$	$0.2 f_{c28}(MPa)$	$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$
1	19×200	G+ψQ -EY -0.3EX	209.86	0.86	5	C.V
2	19×260	G+ψQ+EY+0.3EX	611.71	1.93	5	C.V
3	19×345	G+ψQ -EX -0.3EY	1000.02	2.37	5	C.V
4	19×415	G+ψQ -EX -0.3EY	2087.34	4.12	5	C.V
5	19×400	G+ψQ+EY+0.3EX	1914.94	3.92	5	C.V
6	19×470	G+ψQ -EY -0.3EX	2844.96	4.96	5	C.V
7	19×420	G+ψQ -EY -0.3EX	1602.79	3.12	5	C.V

IV.6. Conclusion

A la fin de ce chapitre, et à partir de l'étude dynamique de la structure on a changé les dimensions des éléments à les dimensions finals suivants:

❖ **Les poteaux**

Sous-sol + RDC : (70x70) cm²

1er+2éme : (65x65) cm²

3éme +4éme: (60x60) cm²

5éme +6éme: (55x55) cm²

7éme +Terrasse: (50x50) cm²

❖ **Les Poutres**

Poutres principales (30x45) cm²

Poutres secondaires (30x40) cm²

❖ **Les voiles**

L'épaisseur du voile: 19 cm.

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux selon RPA 2024

V.1.Introduction

Après l'étude dynamique, on va déterminer les sections d'acier nécessaires à la stabilité et la résistance des éléments constructifs de notre structure,

Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA2024.

V.2.Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

❖ **Combinaisons exigées par le "CBA 93"**

ELU: 1.35G+1.5Q

ELS: G+Q

❖ **Combinaisons exigées par le "RPA 2024" [Art 5.2.1]**

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \qquad \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

V.3.Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables.

Le calcul des poutres se fera en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations durable et accidentelle.

Tableau V.1. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1.5	γ_s =1.15	γ_b = 1.2	γ_s =1.00
f_{c28} = 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
σ_{bc}=14.2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_{bc}=17.70 MPa	σ_s = 400 MPa

❖ Etude thermique

Il n'existe pas d'étude thermique selon l'analyse réalisée par **Rafik Taleb**, intitulée "**Analyse des structures en béton armé sous effets de température et de retrait -selon le CBA 93-**"

V.3.1.Armatures longitudinales

❖ Recommandations du RPA 2024

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section. **[Art 7.5.2]**

  $A_{s\text{-}min}$ =0.5% (b x h) = 0.005x (30x45) = 6.75 cm^2

  $A_{s\text{-}min}$ =0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = 6 cm^2

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de:
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.

Poutre de section (30x45):

$A_{s\text{-}max}$ = 0.04x (30x45) = 54cm^2

$A_{s\text{-}max}$ = 0.06x (30x45) = 81cm^2

Poutre de section (30x40):

$A_{s\text{-}max}$ = 0.04x (30 x 40) = 48cm^2

$A_{s\text{-}max}$ = 0.06x (30 x 40) = 72cm^2

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, a haute adhérence de diamètre 12 mm (zone V), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre. Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50$\emptyset_l$ en zone V.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.3.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les tableaux suivants:

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres.

Poutres	Position	M (KN.m)	Combinations	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	A_{calcul}(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PP (30x45)	Travée	94.79	1.35G+1.5Q	1.5	6.22	5HA14=7.70
	Appui	-206.36	$G+\psi Q+E_x+0.3E_y$		14.43	3HA20+3HA16=15.45
PS porteuse (30x40)	Travée	78.29	1.35G+1.5Q	1.3	5.89	4HA14=6.03
	Appui	-131.36	$G+\psi Q+0.3E_x+E_y$		10.22	3HA16+3HA14=10.65
PS (30x40)	Appui	151.31	$G+\psi Q-0.3E_x-E_y$	1.3	12.00	6HA16=12.06
	Appui	-156.02	$G+\psi Q+0.3E_x+E_y$		12.50	4HA16+3HA14=12.68

V.3.3.Vérification des poutres selon les conditions RPA 2024 et CBA93

Il faut vérifier que:

$A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$

$A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$

$A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V.3.Vérification des poutres selon RPA2024 et CBA93

Poutres	A (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Verifications
PP (30x45)	22.71	6.75	C.V
PS porteuse (30x40)	16.68	6.00	C.V
PS (30x40)	25.04	6.00	C.V

V.3.4.Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS est nécessaire.

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec: $\bar{\sigma}_b$=0,6× f_{c28} → ($\bar{\sigma}_b$=15MPa)

$\bar{\sigma}_s = f_e$ → ($\bar{\sigma}_s$= 400 MPa)

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS.

Poutres	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
PP (30x45)	Travée	57.28	7.88	15	C.V	240.50	400	C.V
	Appui	117.70	10.50		C.V	221.40		C.V
PS porteuse (30x40)	Travée	55.47	8.57		C.V	290.20		C.V
	Appui	102.48	12.60		C.V	310.30		C.V
PS (30x40)	Travée	29.27	4.36		C.V	153.00		C.V
	Appui	32.96	3.86		C.V	85.50		C.V

V.3.5.Vérification de cisaillement des éléments

Selon **CBA93 [Art A.5.1],** on doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$ telles que:

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

Et : $\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ $\gamma_b = 1.2$ Situation accidentelle , $\gamma_b = 1.5$ Situation durable.

TableauV.5.Vérification de cisaillement des poutres.

Poutres	Combinaison	v (KN)	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP (30x45)	G+ψQ -EX -0.3EY	231.45	1.90	4.16	C.V
PS porteuse (30x40)	G+ψQ -EY -0.3EX	97.26	0.90	4.16	C.V
PS (30x40)	G+ψQ+EY+0.3EX	122.03	1.13	4.16	C.V

V.3.6.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées:

$M_{t\,ser} = kxM_0$

K: est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$), on prend: k=0.75

Tableau V.6.Vérification de la flèche des poutres.

Poutres	1er condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_{t\,ser}}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t\,ser}}{10.M_0}$	$\frac{A}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x45)	0.076	0.063	C.V	0.076	0.075	C.V	6.23×10^{-3}	10.5×10^{-3}	C.V
PS porteuse (30x40)	0.075	0.063	C.V	0.075	0.075	C.V	5.58×10^{-3}	10.5×10^{-3}	C.V
PS (30x40)	0.079	0.063	C.V	0.079	0.075	C.V	5.58×10^{-3}	10.5×10^{-3}	C.V

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.7.Armatures transversales

• L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

Solon **CBA93 Art.A.5.1.2.3**

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{0.9A_t.f_e}{\gamma_s.b_0\left(\tau_u - 0.3f_{tj}\right)} \\ s_t \leq \min(0.9d; 40cm) \\ S_t \leq \frac{A_t.f_e}{0.4b_0} \end{cases}$$

Solon **RPA 2024 Art 7.5.2**

$$\begin{cases} s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\emptyset_t; 17.5cm; 6\emptyset_l\right) \ dans\ les\ zones\ critiques \\ s' \leq \frac{h}{2} \ \ en\ dehors\ de\ la\ zone\ critique \\ s' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires} \end{cases}$$

• La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$A_t = (0.003).s.b$ **(RPA2024)**

$A_t = \frac{1}{fe}.0.4.b.s_t$ **(CBA93)**

Tableau V.7. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Poutres	τ_u (MPa)	CBA 93		RPA 2024			$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
PP (30x45)	1.90	16.45	2.01	8.4	22.5	0.756	8	15	4HA8=2.01
PS porteuse (30x40)	0.90	30	0.9	8.4	20	1.8	8	20	4HA8=2.01
PS (30x40)	1.13	30	0.9	8.4	20	1.8	8	20	4HA8=2.01

V.3.8.Schémas de ferraillage des poutres

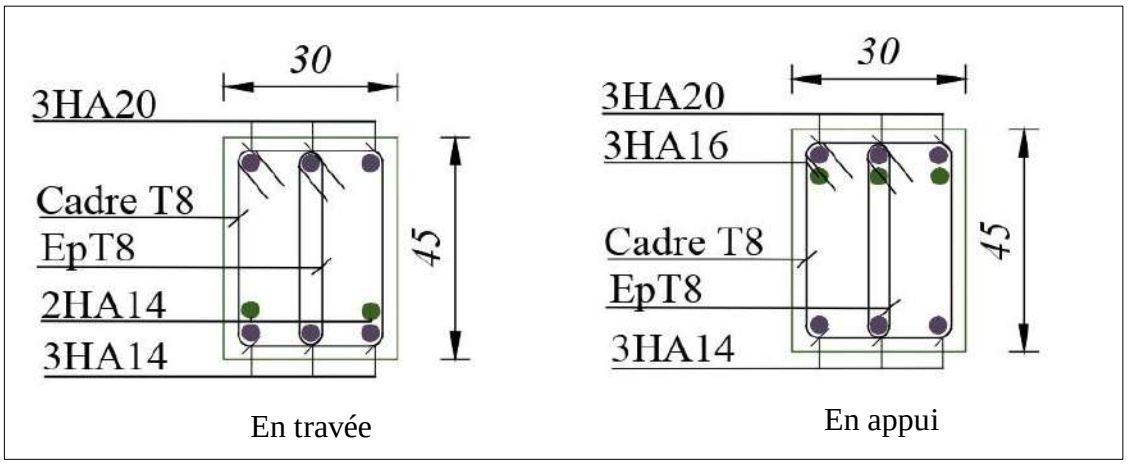


Figure V.1. Ferraillage des poutres principales.

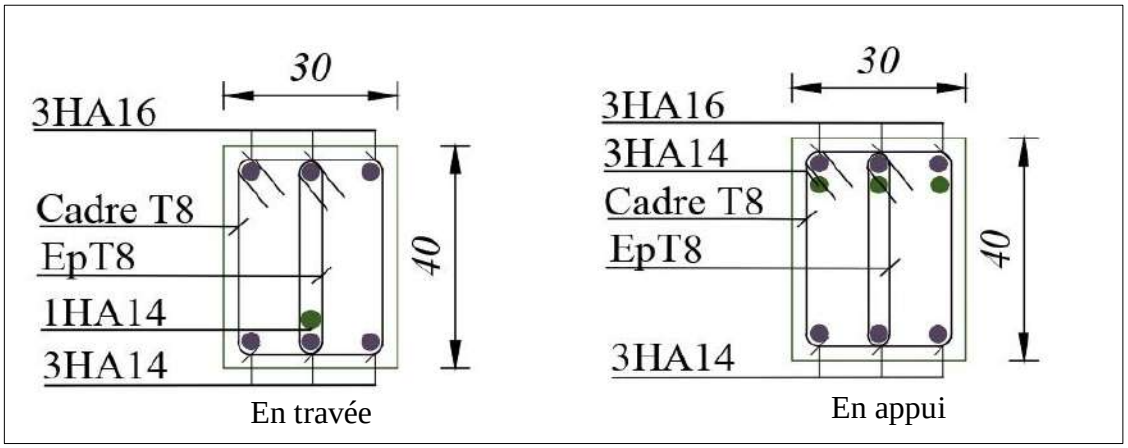


Figure V.2. Ferraillage des poutres secondaires porteuses.

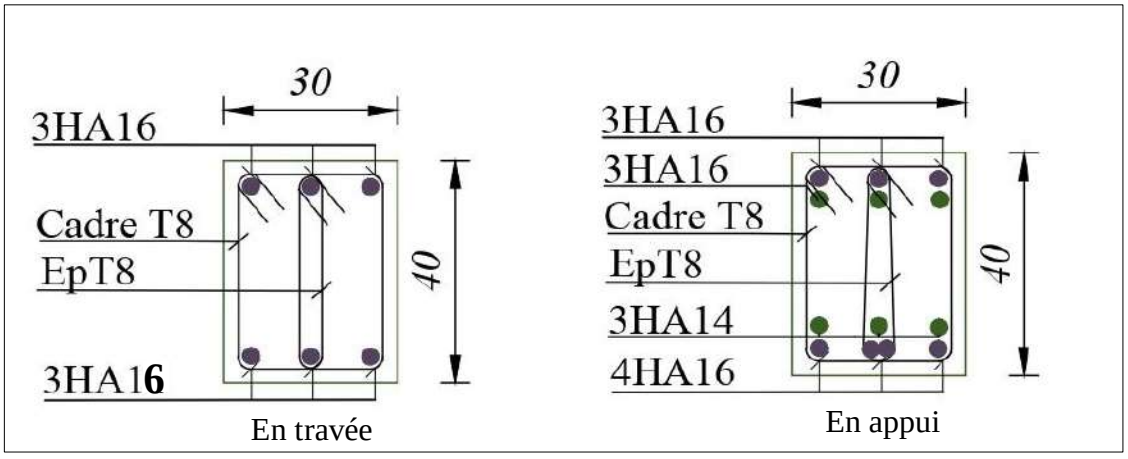


Figure V.3. Ferraillage des poutres secondaires.

V.4.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_y, M_z).

V.4.1.Armatures longitudinales

❖ Recommandations selon les règlements

Selon le RPA2024 [Art 7.4.2]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de:

1.0% en zone V

- Leur pourcentage maximal sera de:

4% en zone courante

8% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de: 12mm
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre $\emptyset_l$, est de:

60 $\emptyset_l$ en zone V

- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser:

15 cm en zone V

- Les zones s'étendant sur une distance, l_{cr}, à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques: l_{cr}= *max (1.5h_c ; $\frac{l_{cl}}{6}$; 60 cm).*

Selon le CBA93

$$A_l = min \begin{cases} 4cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: A_{min}=B/1000

V.4.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les 4 cas extrêmes suivants:

1) N_{min} (+) et M_{corr}
2) N_{min} (-) et M_{corr}
3) $M_{y\,max}$ et N_{corr}
4) $M_{z\,max}$ et N_{corr}

Avec:

Signe « - » correspond à un effort de compression.

Signe « + » correspond à un effort de traction.

Les résultants du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.8. La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ACC.

Etage	Section	Sollicitations				$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-sol + RDC	70× 70 (Cm^2)	ELU	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	11.2	49.00	12HA20+8HA16= 53.74
		$N_{min\ (+)}$	994.61	-6.3	-7.47			
		$M_{y\ max}$	2019.35	-37.24	-24.46			
		$M_{z\ max}$	2543.01	-9.72	-35.93			
		ACC	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	53.6		
		$N_{min\ (+)}$	39.95	20.18	-22.93			
		$N_{min\ (-)}$	1510.15	196.69	-25.67			
		$M_{y\ max}$	1469	-317.61	69.98			
		$M_{z\ max}$	1466.76	194.51	-286.26			
1^{er}+$2^{éme}$	65× 65 (Cm^2)	ELU	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	10.6	42.25	8HA20+12HA16= 49.26
		$N_{min\ (+)}$	690.97	-3.5	-7.31			
		$M_{y\ max}$	1839.35	-33.71	-26.7			
		$M_{z\ max}$	1820.56	-7.43	-45.17			
		ACC	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	49.2		
		$N_{min\ (+)}$	23.25	126.43	-171.05			
		$N_{min\ (-)}$	1161.49	231.77	-42.39			
		$M_{y\ max}$	721.69	276.63	-29.89			
		$M_{z\ max}$	1474.26	-109.58	-251.74			
$3^{éme}$+$4^{éme}$	60× 60 (Cm^2)	ELU	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	9.6	36.00	20HA16=40.20
		$N_{min\ (+)}$	421.67	-0.6	-7.48			
		$M_{y\ max}$	1181.83	-34.34	-31.29			
		$M_{z\ max}$	1150.51	-4.98	-44.51			
		ACC	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	32.2		
		$N_{min\ (+)}$	15.41	38.01	-53.25			
		$N_{min\ (-)}$	-485.76	208.37	-51.85			
		$M_{y\ max}$	734.24	-216.1	23.83			
		$M_{z\ max}$	932.14	-66.74	213.92			
$5^{éme}$+$6^{éme}$	55× 55 (Cm^2)	ELU	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	8.8	30.25	16HA16=32.70
		$N_{min\ (+)}$	179.35	1	-6.13			
		$M_{y\ max}$	545.99	-31.45	-30.76			
		$M_{z\ max}$	549.36	2.06	39.41			
		ACC	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	20.6		
		$N_{min\ (+)}$	8.32	58.85	-122.31			
		$N_{min\ (-)}$	-179.5	89.16	-26.54			
		$M_{y\ max}$	433.48	-150.36	23.69			
		$M_{z\ max}$	-111.41	102.32	-152.49			
$7^{éme}$ + Terrasse	50× 50 (Cm^2)	ELU	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	8	25.00	16HA16=32.70
		$N_{min\ (+)}$	38.64	12.45	13.61			
		$M_{y\ max}$	236.3	-39.3	-39.57			
		$M_{z\ max}$	213.62	-0.83	-52.58			
		ACC	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	32		
		$N_{min\ (+)}$	9.25	85.55	-61.78			
		$N_{min\ (-)}$	-276.87	180.86	-135.02			
		$M_{y\ max}$	-276.87	180.86	-135.02			
		$M_{z\ max}$	328.93	-164.94	152.8			

V.4.3.Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS est nécessaire.
La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Avec: $\bar{\sigma}_b$=0,6× f_{c28} → ($\bar{\sigma}_b$=15MPa)
$\bar{\sigma}_s = f_e$ → ($\bar{\sigma}_s$= 400MPa)

Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	Section	Sollicitations				σ_b	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s	σ_s'	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
S-sol + RDC	70× 70 (Cm^2)	ELS	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	3.7	C.V	/	54.5	C.V
		$N_{min\ (+)}$	731.27	-4.53	-5.44					
		$M_{y\ max}$	1474.6	-26.55	-17.38					
		$M_{z\ max}$	1849.9	-7.03	-25.57					
1^{er}+$2^{éme}$	65× 65 (Cm^2)	ELS	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	3.4	C.V	/	49.3	C.V
		$N_{min\ (+)}$	508.01	-2.49	-5.34					
		$M_{y\ max}$	1338.16	-24.3	-19.32					
		$M_{z\ max}$	1324.63	-5.45	-32.16					
$3^{éme}$+$4^{éme}$	60× 60 (Cm^2)	ELS	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	3.1	C.V	/	44.0	C.V
		$N_{min\ (+)}$	309.97	-0.4	-5.47					
		$M_{y\ max}$	860.26	-24.77	-22.64					
		$M_{z\ max}$	837.61	-3.69	-31.67					
$5^{éme}$+$6^{éme}$	55× 55 (Cm^2)	ELS	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	2.5	C.V	/	33.3	C.V
		$N_{min\ (+)}$	131.8	0.76	4.4					
		$M_{y\ max}$	398.24	-22.65	-22.23					
		$M_{z\ max}$	401.24	1.54	27.97					
$7^{éme}$ + Terrasse	50× 50 (Cm^2)	ELS	N_{corr}	$M_{y\ corr}$	$M_{z\ corr}$	3.6	C.V	38.4	43.6	C.V
		$N_{min\ (+)}$	28.27	9.05	9.92					
		$M_{y\ max}$	173.32	-28.59	-28.76					
		$M_{z\ max}$	156.94	-0.68	-38.33					

V.4.4.Les armatures transversales

❖ **Selon le CBA93**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $Ø_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

Φ_ℓ: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
A_t=n_t.a_t : avec n_t est le nombre des barres transversales.
Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante:

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

Et : $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa

• **Selon le RPA2024 [Art 7.4.2]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_c . f_e}$$

- Vu: est l'effort tranchant de calcul.
- h_c: Hauteur totale de la section brute.
- f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \ \ si \ \ \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \ \ si \ \ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g: L'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = (\frac{l_f}{h_c} ou \frac{l_f}{b_c})$

h_c , b_c: Dimensions de la section droite du poteau.

l_f:La longueur de flambement des poteaux.

Avec: $l_f = 0.7h_0$

- t: est l'espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} t \leq min\left({}^{b_0}/_{3}\,; 10cm; 6\emptyset_l\right) \ zone\ nodale \\ t' \leq min\left({}^{b_c}/_{2}; {}^{h_c}/_{2}\,; 10\emptyset_l\right) \ zone\ courante \end{cases} \quad (zone\ V)$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

b_0: dimension minimale du noyau béton.

- La quantité minimale d'armatures transversales $(\frac{A_t}{t.b_c})$ en % est donnée par:

$$\begin{cases} 0.3\% \ si: \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \ si: \lambda_g < 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites precedentes si : } \ 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Tableau V.10. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section (cm²)	v_u (KN)	λ_g	ρ_a	t (ZN)	t'(ZC)	$A_{t\ cal}$ (ZN) (cm²)	$A_{t\ cal}$ (ZC) (cm²)
70× 70	129.78	3.29	3.75	9	15	1.56	2.61
65× 65	177.26	2.81	3.75	9	15	2.30	3.83
60× 60	140.56	3.05	3.75	9	15	1.98	3.29
55× 55	105.09	3.32	3.75	9	15	1.61	2.70
50× 50	91.21	3.66	3.75	9	15	1.54	2.57

Tableau V.11. Choix des armatures transversales.

Section (cm²)	$A_{t\ choix}$ (ZN) (cm²)	$A_{t\ choix}$ (ZC) (cm²)	A_t (ZN) (%)	A_t (ZC) (%)	$A_{t\ min}$(%) RPA	vérifications
70× 70	4HA8=2.01	4HA10=3.14	0.34	0.30	0.73	N.V
65× 65	6HA8=3.01	6HA10=4.71	0.51	0.48	0.80	N.V
60× 60	4HA8=2.01	6HA10=4.71	0.37	0.52	0.78	N.V
55× 55	4HA8=2.01	4HA10=3.14	0.41	0.38	0.72	N.V
50× 50	4HA8=2.01	4HA10=3.14	0.45	0.42	0.64	N.V

Il a été constaté que les quantités d'acier choisies sont inférieures aux minima exigés par le RPA2024. Par conséquent, la quantité d'acier sera augmentée afin de se conformer aux exigences de ce règlement.

Tableau V.12. Choix final des armatures transversales.

Section (cm²)	$A_{t\ choix}$ (ZN) (cm²)	$A_{t\ choix}$ (ZC) (cm²)	A_t (ZN) (%)	A_t (ZC) (%)	$A_{t\ min}$(%) RPA	vérifications
70× 70	6HA10=4.71	7HA12=7.92	0.75	0.75	0.73	Oui
65× 65	6HA10=4.71	7HA12=7.92	0.81	0.81	0.80	Oui
60× 60	4HA12=4.52	7HA12=7.92	0.84	0.88	0.78	Oui
55× 55	5HA10=3.92	6HA12=6.78	0.79	0.82	0.72	Oui
50× 50	4HA10=3.14	5HA12=5.65	0.70	0.75	0.64	Oui

V.4.5. Schémas de ferraillage des poteaux

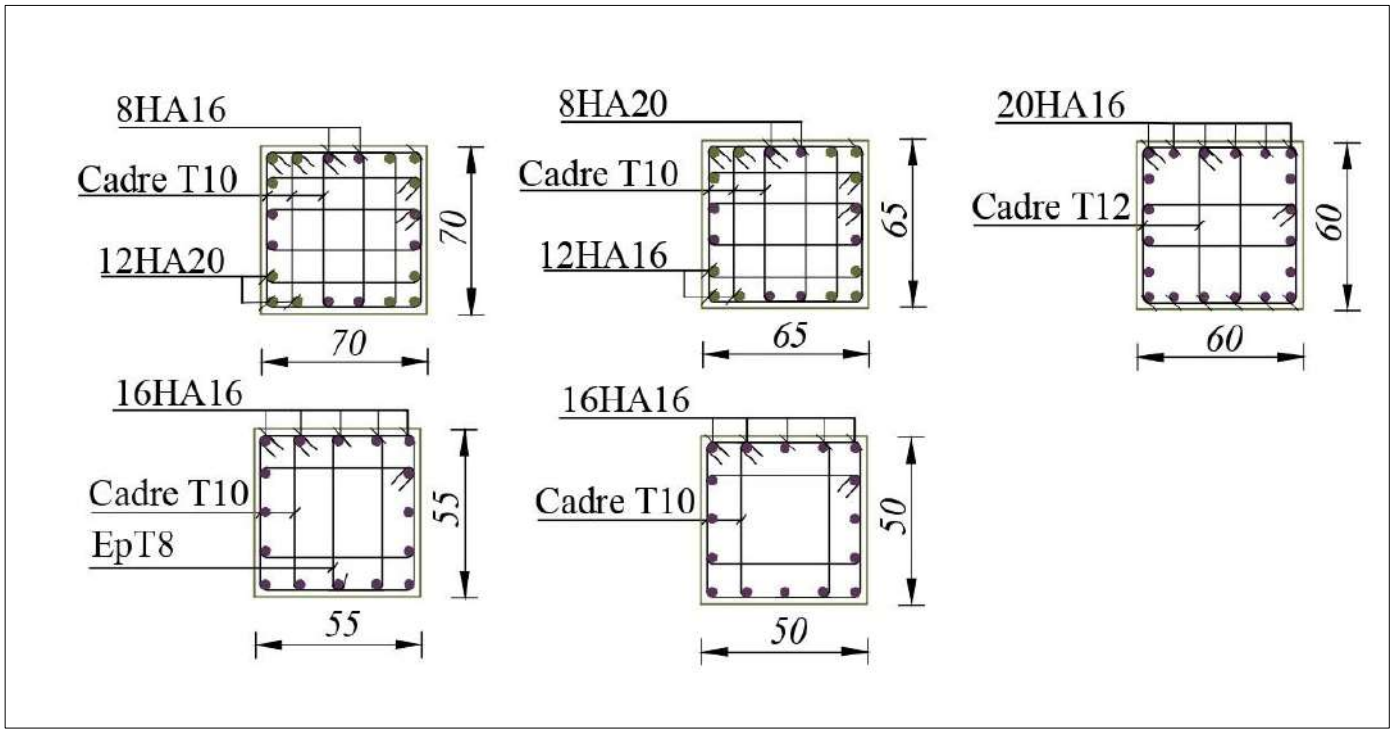


Figure V.4. Disposition des armatures dans les poteaux

V.5.Ferraillage des voiles [RPA 2024-Art 7.7.4]

Pour déterminer les armatures on doit étudier le voile en flexion composée. En se basant sur les règles CBA93 et les recommandations du RPA2024. Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.
- L'enveloppe de calcul du diagramme de moment fléchissant a été utilisée pour déterminer les valeurs maximales et minimales du moment dans les différentes sections. **[RPA 2024-figure 7.13]**

V.5.1.Ferraillage des éléments de rive

❖ **Selon le RPA2024**

- $A_{l\ rive\ min}$=0.5% A_c A_c: la surface de la zone confinée**.**
- Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante:

$S_t \leq min\left({}^{b_0}/_{3}; 12.5cm; 6\emptyset_l\right)$ Et $\emptyset_l \geq 12\ mm.$

- La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.
- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr},) et doit satisfaire les conditions:

$$A_t \geq 0.09 S_t . b_0 . \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 S_t . b_0 . \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) . \frac{f_{c28}}{f_e}$$

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.

(A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'Élément de rive sur sa surface confinée.

Tableau V.13. La section d'armatures verticales de rive (Combinaisons accidentelle).

voile	Section (cm^2)	Combinaison	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{g\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{d\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{g\ choisie}$ (cm^2)	$A_{d\ choisie}$ (cm^2)
1	19×200	G+ψQ+EY+0.3 EX	-51.28	-786.96	10.25	3.8	24.5	6HA14 + 2HA12=11.49	16HA14=24.62
2	19×260	G+ψQ+EY+0.3 EX	309.15	-1274.09	6.64	24.5	24.5	16HA14=24.62	16HA14=24.62
3	19×345	G+ψQ+EX+0.3 EY	-584.13	-4310.70	39.04	4.75	24.5	10HA20+ 4HA16=39.45	20HA16=40.2
4	19×415	G+ψQ+EX+0.3 EY	1531.60	-5097.98	10.67	24.5	24.5	16HA14=24.62	16HA14=24.62
5	19×400	G+ψQ+EY+0.3 EX	-2697.2	-3318.71	53.33	24.5	24.5	16HA20 + 4HA16= 58.29	16HA20 + 4HA16=58.29
6	19×470	G+ψQ+EY+0.3 EX	-3705.7	-5315.10	73.27	24.5	24.5	24HA20=75.38	24HA20=75.38
7	19×420	G+ψQ+EY+0.3 EX	306.06	-5030.74	24.28	24.5	24.5	16HA14=24.62	16HA14=24.62

Tableau V.14. Les armatures transversales et leurs espacements.

voile	S_t (cm)	$A_{t\ g}$ (cm^2)	$A_{t\ d}$ (cm^2)	$A_{t\ g\ choisi}$ (cm^2)	$A_{t\ d\ choisi}$ (cm^2)
1	8	0.86	3.14	2HA8=1.00	4HA10=3.14
2	8	3.14	3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14
3	9	0.96	3.54	2HA8=1.00	6HA10=4.71
4	8	3.14	3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14
5	12	4.70	4.70	6HA10=4.71	6HA10=4.71
6	9	3.54	3.54	6HA10=4.71	6HA10=4.71
7	8	3.14	3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14

V.5.2.Ferraillage de l'âme

a) Aciers verticaux

❖ **Selon le RPA2024**

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, relies par des étriers espaces d'environ 500mm.

Le diamètre maximal, $\emptyset_{max}$, des armatures d'âme doivent respecter la condition:

$8mm \leq \emptyset_{max} \leq b_w/8$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets a la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Tableau V.15. La section d'armatures verticales des voiles et leurs espacements.

voile	$A_{v\ choisi}$ (cm^2)	$S_{t\ choisi}$ (cm)
1	2×6HA12=13.56	20
2	2×9HA12=20.36	20
3	2×13HA12=29.40	20
4	2×17HA12=38.46	20
5	2×16HA12=36.18	20
6	2×20HA12=45.24	20
7	2×17HA12=38.46	20

b) Aciers horizontaux

❖ **Selon le RPA2024**

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire l'équation suivant: $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e}$

Avec:

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_u$

z : Distance entre les centres de gravite des armatures des deux extrémités confinées.

Tableau V.16. Les armatures transversales et leurs espacements.

voile	V_u(KN)	S (cm)	z (cm)	A_h(cm^2)	$A_{h\ choisi}$(cm^2)
1	209.86	8	180	0.33	2HA8=1.00
2	611.71	8	260	0.66	2HA8=1.00
3	1000.02	9	200	1.57	2HA10=1.57
4	2087.34	8	415	1.41	2HA10=1.57
5	1914.94	12	400	2.01	2HA12=2.26
6	2844.96	9	470	1.90	2HA12=2.26
7	1602.79	8	420	1.07	2HA10=1.57

V.5.3.Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures, une vérification à L'ELS est nécessaire.

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec: $\bar{\sigma}_b$=0,6× f_{c28} → ($\bar{\sigma}_b$=15MPa)

$\bar{\sigma}_s = f_e$ → ($\bar{\sigma}_s$= 400MPa)

Tableau V.17.Vérification des contraintes normales des voiles

voile	Section (cm²)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
1	19×200	-16.86	-552.42	3.00	C.V	78.80	41.3	C.V
2	19×260	-36.67	-882.65	3.20	C.V	89.40	44.6	C.V
3	19×345	-131.67	-2151.37	4.20	C.V	116.0	60.1	C.V
4	19×415	-186.23	-1951.90	3.30	C.V	116.5	47.6	C.V
5	19×400	-234.43	-1676.80	1.90	C.V	56.5	27.5	C.V
6	19×470	-69.83	-1595.85	1.40	C.V	42.4	20.0	C.V
7	19×420	-287.96	-1184.50	1.80	C.V	82.0	25.9	C.V

V.5.4.Schéma de ferraillage des voiles

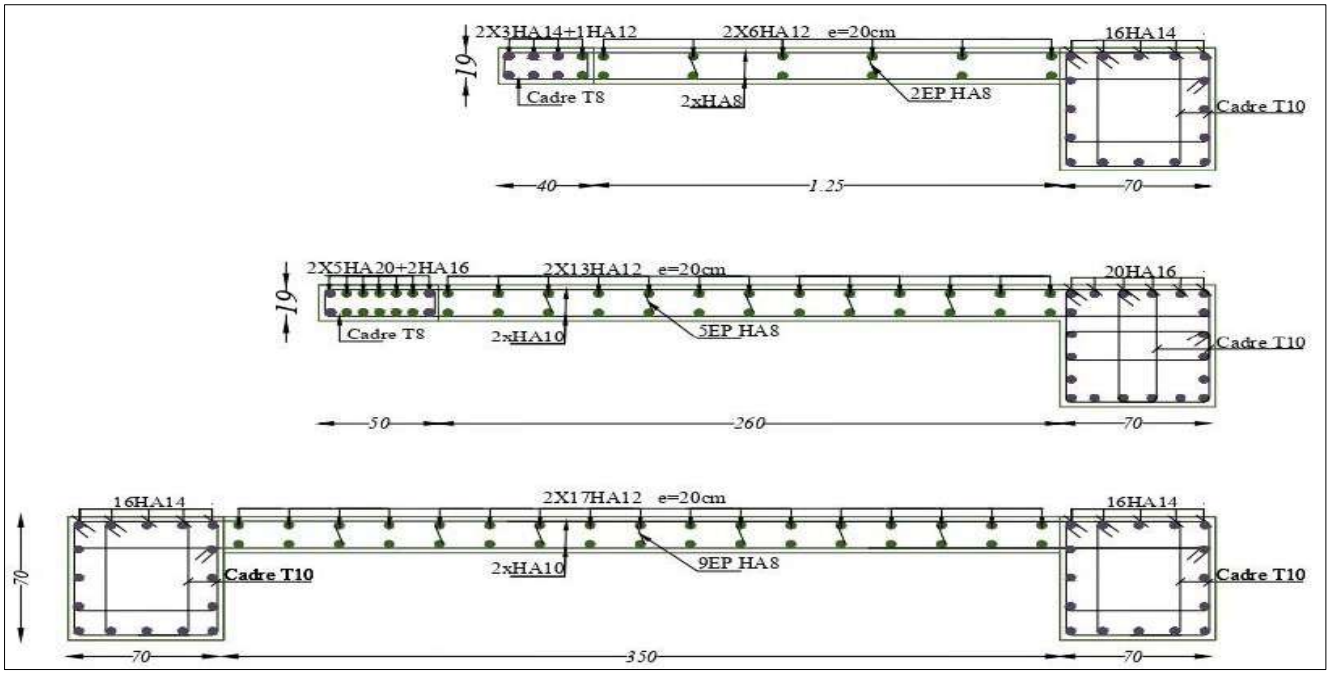


Figure V.5. Ferraillage des voiles de contreventement.

Chapitre VI : Application du RPA 2003 au bâtiment étudié

VI.1. Etude dynamique selon l'ancien règlement RPA2003

VI.1.1. Critères de classification par RPA 2003

VI.1.1.1. Classification des zones sismiques [RPA 2003 Art 3.1]

Le territoire national est divisé en (03) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité,

Dans notre cas le projet et situé dans une zone sismicité moyenne **Zone IIb.**

VI.1.1.2. Classification de site [RPA 2003 Art 3.3]

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d'un site Meuble (Catégorie S_3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide.

VI.1.1.3. Actions sismiques

Le territoire national est divisé en (03) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, Dans notre cas:

Zone sismique (zone IIb) « groupe d'usage 2» → $\boldsymbol{A = 0.20}$ **[RPA 2003 Tab 4.1]**

VI.1.1.4. Classification des bâtiments selon leur importance [RPA 2003 Art 3.2]

Le niveau minimal de protection sismique accorde à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixes par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classes en 4 groupes d'importance.

Dans notre cas le groupe d'usage est le Groupe 2: Bâtiments d'importance moyenne.

VI.1.1.5. Classification des systèmes de contreventement [RPA 2003 Art 3.4]

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **48.46%**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **51.54%**

Donc notre système est : **catégorie 1b : Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide.**

VI.1.1.6. Coefficient de comportement global de la structure

Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement R, doit être utilisée pour chaque direction principale. Sa valeur unique est donnée par [**RPA 2003 Tab 4.3]** en fonction du système de contreventement → **R=3.5**.

VI.1.1.7. Facteur de qualité

Le facteur de qualité Q_F, tient compte de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de QF est déterminée par:

$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$

P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " **est satisfait ou non** "

[RPA2003 Tab 4.4] Sa valeur est donnée au tableau suivant:

Tableau VI.1. Valeurs des pénalités **P_q**.

	P_q			
	Suivant x-x		Suivant y-y	
Critère "q"	**Observé**	**N/Observé**	**Observé**	**N/Observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	_	0.05	_	0.05
2. Redondance en plan	_	0.05	_	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	_	0	_
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	_	0	_
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	_	0.10	_	0.10
ΣP_q	0.25		0.25	
$Q=1+\Sigma P_q$	**1.25**		**1.25**	

VI.1.2. Calcul de la force sismique [RPA2003-Art 4.3.3]

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale,
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0s\end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique. **[RPA 2003 Tab 4.2]**

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. **[RPA 2003 Tab 4.7]**

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant:

Tableau VI.2. Valeurs caractérisant le spectre de réponse.

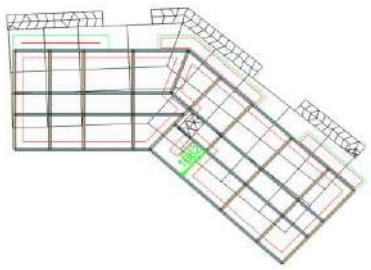
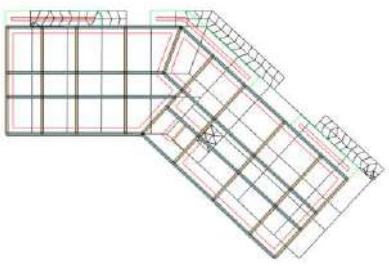
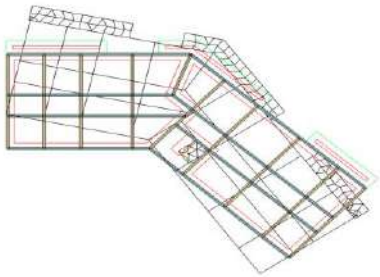
A	η	ξ	R	T2	Qx	Qy
0.25	0.882	7%	3.50	0.50	1.25	1.25

VI.1.3. Analyse modale

VI.1.3.1. Comportement modal

Le Tableau IV.6 illustre le comportement des trois premiers modes de la structure après l'ajout des voiles de contreventement selon la disposition présentée sur la Figure IV.1.

Tableau VI.3. Le comportement des trois premiers modes.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation Suivant l'axe 'y'	Ux =0.08 %	Translation Suivant l'axe 'x'	Ux= 70.35 %	Rotation autour de l'axe 'Z'	Ux = 0.23 %
	Uy =66.83 %		Uy = 0.02 %		Uy = 1.81 %
	T = 0.83 s		T = 0.72 s		T = 0.62 s

VI.1.3.2.Participation massique [RPA 2003 ART 4.3.4]

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que:

- la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Tableau VI.4. Participation des masses modale

Mode N^O	Période (s)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.83	0.08	66.83
2	0.72	70.43	66.85
3	0.62	70.66	68.67
4	0.24	70.94	75.97
5	0.23	76.63	75.98
6	0.2	77.04	84.85
7	0.19	85.57	86.8
8	0.17	86.97	87.24
9	0.16	86.97	87.24
10	0.1	88.28	91.06
11	0.09	92.01	92.85

❖ **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 11 mode avec un temps total de dissipation vaut « T=3.55sec ».

VI.1.4.Analyse statique et dynamique

VI.1.4.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA 2003- ART 4.3.6]

La résultante des forces sismiques a la base V_t, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V, déterminées par la méthode statique équivalente. Pour une valeur de la période fondamentale T_o donnée par la formule empirique appropriée.

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter taus les parametres de la reponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($\frac{0.8V}{V_t}$).

VI.1.4.1.1. Calcul de la force sismique totale [RPA 2003 Art 4.2.1]

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales:

$$v = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

➢ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période fondamentale est calculée par les deux formules suivantes:

$T_1 = C_T.(h_N)^{3/4}$

$T2 = 0{,}09h_N/\sqrt{D}$

- Hauteur totale du bâtiment → h_N= 28.22 m
- **C_T:** Coefficient, fonction du système de contreventement **[RPA2003-Tab 4.6]**
- **Dx :** la longueur de bâtiment= 38.65 m.
- **Dy:** la largeur de bâtiment =27.00 m.

On a Portiques auto stables en béton armé avec remplissage enmaçonnerie donc: C_T**=0.075**

❖ **Pour le sens longitudinal**:

Tx= min (0.61s; 0.41.s)……. donc Tx = 0.41s.

❖ **Pour le sens transversal:**

Ty = min (0.61s; 0.49s)…….donc Ty = 0.49s.

➢ **Calcul du facteur d'amplification dynamique D**

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D=\begin{cases}2.5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0s\end{cases}$$

T_2: Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant:

On a: $\xi = 7\ \% \rightarrow \eta=\sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.882 \geq 0.7$

Tableau VI.5. Calcul du facteur d'amplification dynamique D.

Tx (s)	Ty (s)	ξ (%)	η	T_2 (s)	Dx	Dy
0.72	0.83	7	0.882	0.50	1.73	1.57

W: Poids total de la structure**.**

$W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$

β =0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) **[RPA2003 Tab 4.5]**

β =0.3 (commerce)

Le poids total de la structure W=50290.20 KN

➢ **Calcul de l'effort tranchant à la base statique**

$$V=\frac{A.D.Q}{R}.W$$

Vx=7764.24 KN

Vy=7062.12 KN

➢ **Calcul de l'effort tranchant à la base de calcul (ROBOT)**

$$\begin{cases}V_x > 0.8\,V_{statique}\\ V_y > 0.8\,V_{statique}\end{cases}\rightarrow\begin{cases}V_x = 7090.38\ \text{KN} > 0.8\times 7764.24 = 6211.39\ \text{KN} \dots\dots\dots \textbf{C.V}\\ V_y = 6277.62\ \text{KN} > 0.8\times 7062.12 = 5\,49.70\ \text{KN} \dots\dots\dots \textbf{C.V}\end{cases}$$

❖ **Combinaisons d'actions**

➢ **Composantes horizontales de l'action sismique [RPA 2003]**

$$\begin{cases}G+Q\pm Edx\\ G+Q\pm Edy\\ 0.8G\pm Edx\\ 0.8G\pm Edy\end{cases}$$

b) Vérification de la stabilité au renversement [RPA2003- Art 5.5]

• Le moment de renversement égale à: $M_{Rx}=\sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i$; $M_{Ry}=\sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$

Avec:

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

• Le moment de stabilité égale à: $M_{Sx} = W_i.X_G$; $M_{Sy} = W_i.Y_G$

Avec: X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: Le poids total de la structure ($W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$)

Tableau VI.6. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction x-x.

Etage	F_x (KN)	h (m)	W (KN)	X_G (m)	M_{RXi} (KN.m)	∑ M_{Rx}(KN.m)	M_{sx} (KN.m)
S-sol	118.61	3.06	50290.2	17.32	362.9466	146721.77	871026.264
RDC	315.06	6.8			2142.408		
1	445.51	9.86			4392.7286		
2	579.61	12.92			7488.5612		
3	731.93	15.98			11696.241		
4	885.53	19.04			16860.491		
5	1055.26	22.1			23321.246		
6	1303.66	25.16			32800.086		
7	1376.67	28.22			38849.627		
Terrasse	278.54	31.62			8807.4348		

Tableau VI.7. Valeurs des moments de stabilité et de renversement direction y-y.

Etage	F_y (KN)	h (m)	W (KN)	Y_G (m)	M_{RYi} (KN.m)	$\sum M_{Ry}$(KN.m)	M_{sy} (KN.m)
S-sol	124.05	3.06	50290.20	15.08	379.593	130339.78	758376.216
RDC	301.64	6.8			2051.152		
1	396.12	9.86			3905.7432		
2	494.18	12.92			6384.8056		
3	616.83	15.98			9856.9434		
4	742.31	19.04			14133.582		
5	897.21	22.1			19828.341		
6	1158.46	25.16			29146.854		
7	1252.26	28.22			35338.777		
Terrasse	294.56	31.62			9313.9872		

Donc: il faut vérifier que: $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau VI.8. Vérification de stabilisation.

Direction x	M_{sx} (KN.m)	871026.264	$\frac{M_S}{M_R}$	5.94	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$	C.V
	M_{Rx}(KN.m)	146721.77				
Direction y	M_{sy}(KN.m)	758376.216	$\frac{M_S}{M_R}$	5.82	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$	C.V
	M_{Ry}(KN.m)	130339.78				

❖ **Commentaire**

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

c) Vérification de l'effet P-Δ [RPA2003- Art 5.9]

Les effets du 2^{éme} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$

P_k :Poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k ».

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau « k ».

Δ_k :Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k :Hauteur de l'étage « k ».

Tableau VI.9. Vérification de l'effet P-Δ direction x-x.

Etage	P_k(KN)	Δ_k(cm)	V_k(KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
S-sol	50273.03	0.52	7 090.38	3.06	0.0121	CV
RDC	43944.93	1.30	6 971.77	3.74	0.0219	CV
1	38150.68	1.36	6 656.71	3.06	0.0254	CV
2	32587.97	1.51	6 211.20	3.06	0.0258	CV
3	27068.06	1.60	5 631.59	3.06	0.0251	CV
4	21612.31	1.59	4 899.66	3.06	0.0229	CV
5	16193.66	1.53	4 014.13	3.06	0.0202	CV
6	10830.61	1.41	2 958.87	3.06	0.0168	CV
7	5466.98	1.27	1 655.21	3.06	0.0137	CV
Terrasse	460.53	2.33	278.54	3.40	0.0113	CV

Tableau VI.10. Vérification de l'effet P-Δ direction y-y.

Etage	P_k(KN)	Δ_k(cm)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
S-sol	50273.03	0.55	6 277.62	3.06	0.0145	CV
RDC	43944.93	1.40	6 153.57	3.74	0.0268	CV
1	38150.68	1.51	5 851.93	3.06	0.0322	CV
2	32587.97	1.75	5 455.81	3.06	0.0342	CV
3	27068.06	1.92	4 961.63	3.06	0.0343	CV
4	21612.31	1.99	4 344.80	3.06	0.0323	CV
5	16193.66	2.02	3 602.49	3.06	0.0296	CV
6	10830.61	1.95	2 705.28	3.06	0.0255	CV
7	5466.98	1.84	1 546.82	3.06	0.0213	CV
Terrasse	460.53	2.61	294.56	3.40	0.012	CV

d) Vérification des déplacements inter-étage [RPA 2003-Art 5.10]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R\ \delta_{ek}$.

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismiques Fi. (Y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3.50).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau VI.11. Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Etage	h_k (m)	Δ_k (cm)	$\Delta_k \leq$ 1% hauteur
S-sol	3.06	0.524	CV
RDC	3.74	1.301	CV
1	3.06	1.356	CV
2	3.06	1.506	CV
3	3.06	1.601	CV
4	3.06	1.586	CV
5	3.06	1.532	CV
6	3.06	1.406	CV
7	3.06	1.269	CV
Terrasse	3.40	2.329	CV

Tableau VI.12. Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Etage	h_k (m)	Δ_k (cm)	$\Delta_k \leq$ 1% hauteur
S-sol	3.06	0.553	CV
RDC	3.74	1.401	CV
1	3.06	1.513	CV
2	3.06	1.752	CV
3	3.06	1.923	CV
4	3.06	1.986	CV
5	3.06	2.015	CV
6	3.06	1.949	CV
7	3.06	1.844	CV
Terrasse	3.40	2.613	CV

❖ **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

VI.1.5. Résistance des éléments

❖ Poteaux

a) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

D'après **[RPA 2003-Art7.4.3.1]** on doit vérifier que: ($\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$)$\leq 0.3$

N_d : Effort normal réduit.

B_c: Section brute du béton.

Tableau VI.13. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux a section augmentée.

Niveau	Section (cm²)	Combinaison	$N_d(KN)$	$B_c(mm^2)$	ν	$\nu \leq 0.30$
S-sol+ RDC	80× 80	G + Q − Edy	4648.86	6400	0.29	C.V
1er+2éme	75× 75		3728.24	4900	0.27	
3éme+4éme	70× 70		2271.44	5625	0.19	
5éme+6éme	65× 65		1152.65	4225	0.11	
7éme+Terrasse	60× 60		637.97	*3600*	0.07	

b) Vérification de cisaillement

On doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}_{bu}$ telles que:

$\tau = \frac{V}{b.d}$ CBA93 **[Art A.5.1]**

Et : $\bar{\tau}_{bu}=\rho_d.f_{c28}$ Avec: $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \; si \; \lambda \geq 5 \\ 0.040 \; si \; \lambda < 5 \end{cases} \rightarrow \lambda = \frac{l_f}{a} \rightarrow (l_f = 0.7 \times H)$ **[RPA 2003-Art 7.4.3.2]**

Pour tous les poteaux on à λ<5 donc ρ_d= 0.04.

Tableau VI.14.Vérification de cisaillement des poteaux.

Section (cm²)	Combinaison	V (KN)	$\tau\,(MPa)$	$\bar{\tau}\,(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
80× 80	G + Q + Edy	155.51	0.27	1	C.V
75× 75	G + Q − Edy	173.12	0.34	1	C.V
70× 70	G + Q − Edy	143.84	0.33	1	C.V
65× 65	G + Q + Edy	100.66	0.26	1	C.V
60× 60	G + Q + Edy	113.19	0.35	1	C.V

❖ Les poutres

a) Vérification de cisaillement des éléments

Selon **CBA93 [Art A.5.1],** on doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\tau = \frac{V}{b.d}$

Et : $\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,; 5MPa\right]$ $\gamma_b = 1.2$ Situation accidentelle , $\gamma_b = 1.5$ Situation durable.

Tableau VI.15.Vérification de cisaillement des poutres.

Elements	Section (cm²)	Combinaison	V (KN)	$\tau\,(MPa)$	$\bar{\tau}\,(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Pouters principals	30× 45	ELA	246.26	1.80	4.16	C.V
Pouters seconders	30× 40	ELA	101.50	0.94	4.16	C.V

❖ Les Voiles

a) Vérification de cisaillement [RPA 2003-Art 7.7.2]

On doit vérifier que $\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$ telles que:

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w.d}$

Avec: $\bar{V}$=$1.4V_u$

b_w: épaisseur du linteau ou du voile

d: hauteur utile avec d = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute.

Tableau VI.16.Vérification de cisaillement des voiles.

voile	Section(cm²)	Combinaison	V_u(KN)	$\tau_b(MPa)$	$0.2f_{c28}(MPa)$	$\tau_b \leq 0.2f_{c28}$
1	17×200	G + Q − Edy	210.56	0.96	5	C.V
2	17×260	G + Q − Edy	281.51	0.99	5	C.V
3	17×345	G + Q − Edx	695.27	1.84	5	C.V
4	17×415	G + Q − Edy	746.17	1.64	5	C.V
5	17×400	G + Q − Edy	672.09	1.53	5	C.V
6	17×470	G + Q − Edy	1080.09	2.10	5	C.V
7	17×420	G + Q − Edy	630.30	1.37	5	C.V

VI.1.6. Conclusion

A la fin de ce chapitre, et à partir de l'étude dynamique de la structure on a changé les dimensions des éléments à les dimensions finals suivants:

❖ **Les poteaux**

Sous-sol + RDC : (80x80) cm²
1er+2éme : (75x75) cm²
3éme +4éme: (70x70) cm²
5éme +6éme: (65x65) cm²
7éme +Terrasse: (60x60) cm²

❖ **Les Poutres**

Poutres principales (30x45) cm²
Poutres secondaires (30x40) cm²

❖ **Les voiles**

L'épaisseur du voile: 17 cm.

VI.2.Ferraillage des éléments structuraux selon l'ancien règlement RPA2003

VI.2.1.Introduction

Après l'étude dynamique, on va déterminer les sections d'acier nécessaires à la stabilité et la résistance des éléments constructifs de notre structure,

Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA2003.

VI.2.2.Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

❖ **Combinaisons exigées par le "CBA 93"**

ELU: 1.35G+1.5Q
ELS: G+Q

❖ **Combinaisons exigées par le "RPA 2003"**

ELA: G + Q ± E ; 0.8G ± E

VI.2.3.Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables.

Le calcul des poutres se fera en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations durable et accidentelle.

Tableau VI.17. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1.5	γ_s =1.15	γ_b = 1.15	γ_s =1.00
f_{c28} = 25 MPa	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	FeE 400
σ_{bc}=14.2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_{bc}=18.48 MPa	σ_s = 400 MPa

VI.2.3.1.Armatures longitudinales

❖ Recommandations du RPA 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section. **[Art 7.5.2.1]**

$A_{s\text{-}min}$ =0.5% (b x h) = 0.005x (30x45) = 6.75 cm^2

$A_{s\text{-}min}$ =0.5% (b x h) = 0.005x (30x40) = 6 cm^2

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de:
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.

Poutre de section (30x45):

$A_{s\text{-}max}$ = 0.04x (30x45) = 54cm^2

$A_{s\text{-}max}$ = 0.06x (30x45) = 81cm^2

Poutre de section (30x40):

$A_{s\text{-}max}$ = 0.04x (30 x 40) = 48cm^2

$A_{s\text{-}max}$ = 0.06x (30 x 40) = 72cm^2

VI.2.3.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les tableaux suivants:

Tableau VI.18. Ferraillage longitudinal des poutres.

Poutres	Position	M (KN.m)	Combinations	A_{calcul}(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PP (30x45)	Travée	94.61	1.35G+1.5Q	7.25	5HA14=7.70
	Appui	-218.28	G+Q+EX	16.01	6HA16+3HA14=16.67
PS porteuse (30x40)	Travée	77.58	1.35G+1.5Q	6.71	3HA14+2HA12=6.88
	Appui	-145.33	1.35G+1.5Q	13.76	7HA16=14.07
PS (30x40)	Appui	141.63	G+Q+EY	11.06	6HA16=12.06
	Appui	-145.58	G+Q+EY	11.42	6HA16=12.06

VI.2.3.3.Vérification des poutres selon les conditions RPA 2003 et CBA93

Il faut vérifier que:

$A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$

$A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$

$A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau VI.19.Vérification des poutres selon RPA2003 et CBA93

Poutres	A (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Verifications
PP (30x45)	24.37	1.5	6.75	C.V
PS porteuse (30x40)	20.95	1.3	6.00	C.V
PS (30x40)	24.12	1.3	6.00	C.V

VI.2.3.4.Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS est nécessaire.

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec: $\bar{\sigma}_b$=0,6× f_{c28} → ($\bar{\sigma}_b$=15MPa)

$\bar{\sigma}_s = f_e$ → ($\bar{\sigma}_s$= 400 MPa)

Tableau VI.20.Vérification des contraintes à l'ELS.

Poutres	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
PP (30x45)	Travée	67.06	7.38	15	C.V	240.98	400	C.V
	Appui	-133.83	9.80		C.V	226.39		C.V
PS porteuse (30x40)	Travée	54.97	7.83		C.V	248.73		C.V
	Appui	103.00	11.74		C.V	235.60		C.V
PS (30x40)	Travée	16.51	2.34		C.V	83.05		C.V
	Appui	24.53	2.41		C.V	63.96		C.V

VI.2.3.5.Vérification de cisaillement des éléments

Selon **CBA93 [Art A.5.1],** on doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\tau = \frac{V}{b.d}$

Et : $\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle , $\gamma_b = 1.5$ Situation durable.

TableauVI.21.Vérification de cisaillement des poutres.

Poutres	Combinaison	v (KN)	$\tau\,(MPa)$	$\bar{\tau}\,(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP (30x45)	G+Q+EX	246.30	2.03	4.35	C.V
PS porteuse (30x40)	G+Q-EY	141.11	1.31	4.35	C.V
PS (30x40)	G+Q+EY	114.29	1.06	4.35	C.V

VI.2.3.6.Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées:

$M_{t\,ser} = kxM_0$

K: est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$), on prend: k=0.75

Tableau VI.22.Vérification de la flèche des poutres.

Poutres	1er condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_{t\,ser}}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t\,ser}}{10.M_0}$	$\frac{A}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x45)	0.076	0.063	C.V	0.076	0.075	C.V	6.34×10^{-3}	10.5×10^{-3}	C.V
PS porteuse (30x40)	0.075	0.063	C.V	0.075	0.075	C.V	6.37×10^{-3}	10.5×10^{-3}	C.V
PS (30x40)	0.079	0.063	C.V	0.079	0.075	C.V	5.58×10^{-3}	10.5×10^{-3}	C.V

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.2.3.7.Armatures transversales

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

Solon **CBA93 Art.A.5.1.2.3**

$$\begin{cases} S_t \leq \frac{0.9A_t.f_e}{\gamma_s.b_0(\tau_u - 0.3f_{tj})} \\ s_t \leq \min(0.9d; 40cm) \\ S_t \leq \frac{A_t.f_e}{0.4b_0} \end{cases}$$

Solon **RPA 2003 Art-7.5.2.2**

$$\begin{cases} S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 30\ cm; 12\emptyset_l\right)\ dans\ les\ zones\ nodale \\ s' = \min\left(\frac{h}{4}; 40cm\right) ans\ les\ zones\ courante \end{cases}$$

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$A_t = (0.003).s.b$ **(RPA2003)**

$A_t = \frac{1}{fe}.0.4.b.s_t$ **(CBA93)**

Tableau VI.23. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Poutres	τ_u (MPa)	CBA 93		RPA 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
PP (30x45)	2.03	16.45	2.01	11.25	22.5	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS porteuse (30x40)	1.31	30	0.9	10	20	1.8	9	15	4HA8=2.01
PS (30x40)	1.06	30	0.9	10	20	1.8	9	15	4HA8=2.01

VI.2.3.8.Schémas de ferraillage des poutres

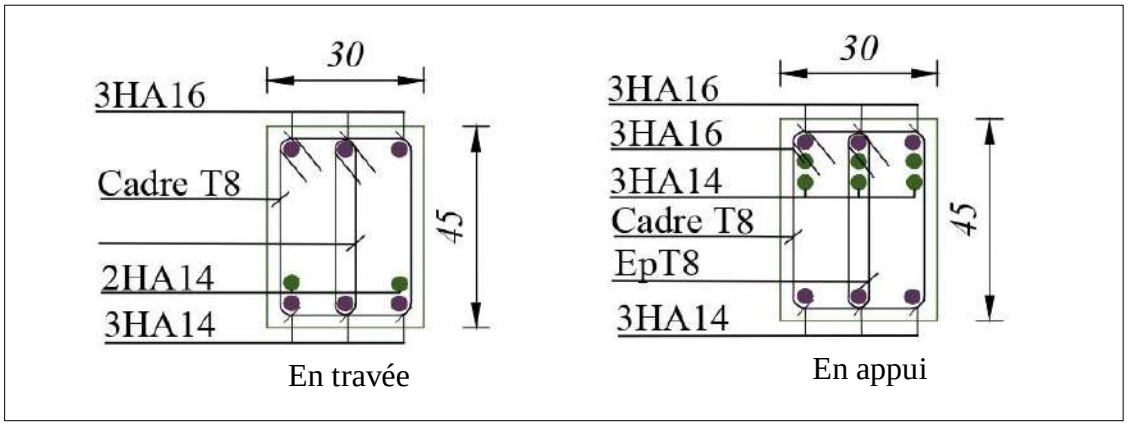


Figure VI.1. Ferraillage des poutres principales.

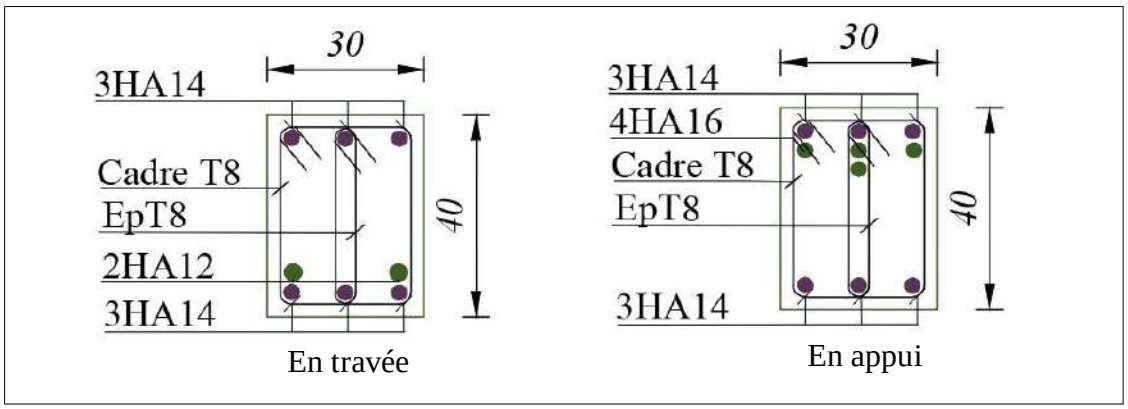


Figure VI.2. Ferraillage des poutres secondaires porteuses.

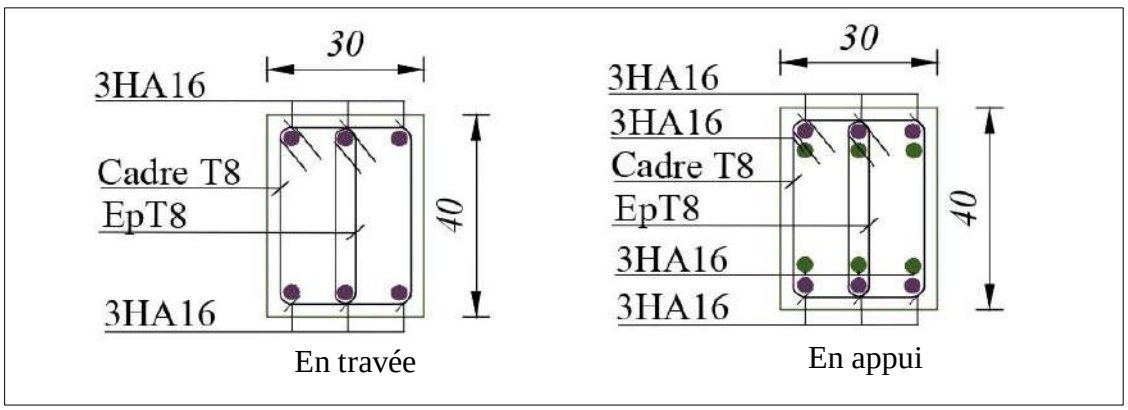


Figure VI.3. Ferraillage des poutres secondaires.

VI.2.4.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_y, M_z).

VI.2.4.1.Armatures longitudinales

❖ Recommandations selon les règlements

Selon le RPA2003 [Art 7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de:

0.9 % en zone IIb

- Leur pourcentage maximal sera de:

3% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de: 12mm
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre $\emptyset$, est de:

50 $\emptyset$ en zone IIb

- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser:

20 cm en zone IIb

- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h': $h = max\ (b_1 ; h_1 ; \frac{h_e}{6} ; 60\ cm)$.

*h*e : la hauteur d'étage.

Selon le CBA93

$$A_l = min \begin{cases} 4cm^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: A_{min}=B/1000

VI.2.4.2.Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les 4 cas extrêmes suivants:

1) N_{min} (+) et M_{corr}
2) N_{min} (-) et M_{corr}
3) $M_{y\ max}$ et N_{corr}
4) $M_{z\ max}$ et N_{corr}

Avec:

Signe « - » correspond à un effort de compression.

Signe « + » correspond à un effort de traction.

Les résultants du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.24. La section d'armatures des poteaux à l'ELU et l'ACC.

Sollicitations				$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Poteau 80×80 cm	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	69.20	57.60	20HA20+4HA16= 70.86
ELU (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	2932.27	-6.26	3.42			
ACC1 ($M_{y\,max}$; N_{corr} ; $M_{z\,corr}$)	1960.64	451.44	32.32			
ACC2 ($M_{z\,max}$; N_{corr} ; $M_{y\,corr}$)	1384.02	48.91	398.64			
ACC3 (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	-2261.13	179.87	20.61			
Poteau 75×75 cm	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	62.00	50.63	20HA20=63.82
ELU (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	2246.55	-19.21	-16.28			
ACC1 ($M_{y\,max}$; N_{corr} ; $M_{z\,corr}$)	882.44	292.22	7.54			
ACC2 ($M_{z\,max}$; N_{corr} ; $M_{y\,corr}$)	1331.74	122.13	239.79			
ACC3 (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	-1819.48	218.89	34.52			
Poteau 70×70 cm	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	39.60	44.10	4HA20+16HA16= 44.72
ELU (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	1580.63	-14.55	-12.21			
ACC1 ($M_{y\,max}$; N_{corr} ; $M_{z\,corr}$)	1212.32	221.56	11.42			
ACC2 ($M_{z\,max}$; N_{corr} ; $M_{y\,corr}$)	1350.03	76.37	200.53			
ACC3 (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	-937.53	212.06	38.52			
Poteau 65×65 cm	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	17.60	38.03	20HA16=40.20
ELU (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	929.01	-13.60	-11.55			
ACC1 ($M_{y\,max}$; N_{corr} ; $M_{z\,corr}$)	485.83	163.91	13.41			
ACC2 ($M_{z\,max}$; N_{corr} ; $M_{y\,corr}$)	792.09	131.40	167.40			
ACC3 (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	-301.45	124.68	12.84			
Poteau 60×60 cm	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	33.40	32.40	8HA16+12HA14= 34.55
ELU (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	436.82	-13.97	-12.39			
ACC1 ($M_{y\,max}$; N_{corr} ; $M_{z\,corr}$)	-332.54	245.83	159.77			
ACC2 ($M_{z\,max}$; N_{corr} ; $M_{y\,corr}$)	405.16	219.72	185.62			
ACC3 (N_{min} ; $M_{y\,corr}$; $M_{z\,corr}$)	-344.34	240.56	163.58			

VI.2.4.3.Les armatures transversales

❖ **Selon le CBA93**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $Ø_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

Φ_ℓ: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante:

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

Et : $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ MPa

• **Selon le RPA2003 [Art 7.4.2.2]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a.V_u}{h_1.f_e}$$

• Vu: est l'effort tranchant de calcul.

• h_1: Hauteur totale de la section brute.

• f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

• ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \ \ si \ \ \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \ \ si \ \ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g: L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (\frac{l_f}{a} ou \frac{l_f}{b})$$

h_c , b_c: Dimensions de la section droite du poteau.

l_f:La longueur de flambement des poteaux.

Avec: $l_f = 0.7h_0$

• t: est l'espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} t \leq min(10cm) \ zone \ nodale \\ t' \leq min\left({}^{b_1}/_2; {}^{h_1}/_2; 10\emptyset_l\right) \ zone \ courante \end{cases} \ (zone \ IIb)$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

• La quantité minimale d'armatures transversales ($\frac{A_t}{t.b_1}$) en % est donnée par:

$$\begin{cases} 0.3\% \ si: \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \ si: \lambda_g < 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites precedentes si} : \ 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Tableau VI.25. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section (cm^2)	v_u (KN)	λ_g	ρ_a	t (ZN)	t' (ZC)	$A_{t\ min}$ (ZN) (cm^2) RPA	$A_{t\ min}$ (ZC) (cm^2) RPA	$A_{t\ choix}$ (ZN) (cm^2)	$A_{t\ choix}$ (ZC) (cm^2)
80× 80	155.51	3.27	3.75	10	15	3.45	8.78	6HA10=4.71	8HA12=9.05
75× 75	173.12	2.86	3.75	10	15	4.65	9.00	6HA10=4.71	8HA12=9.05
70× 70	143.84	3.06	3.75	10	15	3.40	8.25	6HA10=4.71	8HA12=9.05
65× 65	100.66	3.30	3.75	10	15	2.28	7.09	6HA8=3.01	7HA12=7.92
60× 60	113.19	3.57	3.75	10	15	1.55	5.03	4HA8=2.01	5HA12=5.65

VI.2.4.4. Schémas de ferraillage des poteaux

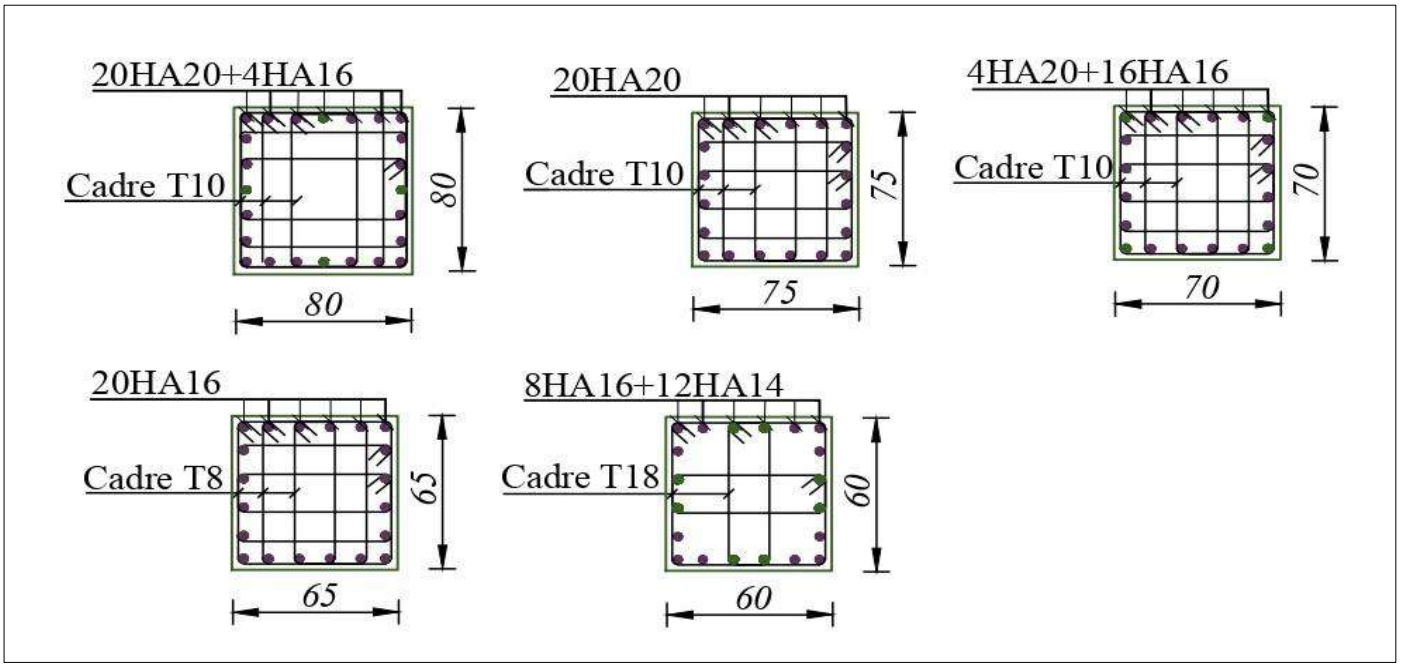


Figure VI.4. Disposition des armatures dans les poteaux

VI.2.5.Ferraillage des voiles [RPA 2003-Art 7.7.4]

Pour déterminer les armatures on doit étudier le voile en flexion composée. En se basant sur les règles CBA93 et les recommandations du RPA2003. Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

VI.2.5.1.Ferraillage des éléments de rive (aciers verticaux)

❖ **Selon le RPA2003**

- A_v =0.2%B_t Bt: La section horizontale tendue de voile. **Art 7.7.4.1**
- A_v =0.15%B B: La section globale de voile. **Art 7.7.4.3**
- La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées doit être au plus égal à 15cm.
- A_{vj}=1.1 V/f_e **Art 7.7.4.3**

❖ **Selon le CBA93 Art B.6.4**

$0.1\% \leq \frac{2\times A_v}{a\times B_t} \leq 0.5\% \rightarrow A_v \geq 0.1\%\ B_t$

On récapitule les résultats obtenus du ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivant:

Tableau VI.26. La section d'armatures verticales de rive (Combinaisons accidentelle).

voile	Section (cm^2)	M_{max} (KN.m)	N_{min} (KN)	A_{cal} (cm^2)	A_{vj} (cm^2)	A_{TOT} (cm^2)	$A_{v\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
1	17×200	806.26	-519.20	19.19	5.79	24.98	14.44	4HA16+12HA14=26.51
2	17×260	1232.88	63.97	12.87	7.74	20.61	14.44	20HA12=22.62
3	17×345	3599.35	-1282.93	45.88	19.12	65.00	14.44	16HA20+8HA16=66.33
4	17×415	4191.95	1001.53	15.99	20.52	36.51	14.44	24HA14=36.93
5	17×400	2132.37	-2585.64	47.64	18.48	66.12	14.44	16HA20+8HA16=66.33
6	17×470	3583.25	-3687.42	67.52	29.70	97.22	14.44	32HA20=100.51
7	17×420	3437.63	63.04	21.74	17.33	39.07	14.44	20HA16=40.20

VI.2.5.2.Ferraillage de l'âme (Armatures réparties)

a) Aciers verticaux

❖ **Selon le RPA2003**

- Les armatures reparties se trouve dans la zone courante du voile, selon l'RPA le pourcentage minimal est égal à: A_v =0.1%B_c Bc: La section horizontale courante. **[RPA Art 7.7.4.3]**

Tableau VI.27. La section d'armatures verticales des voiles et leurs espacements.

voile	$A_{v\,min}$ (cm^2) RPA	$A_{v\,choisi}$ (cm^2)	$S_{t\,choisi}$ (cm)
1	2.72	2×6HA10=9.42	20
2	3.54	2×9HA10=14.12	20
3	4.69	2×13HA10=20.40	20
4	5.66	2×17HA10=26.68	20
5	4.46	2×16HA10=25.12	20
6	6.39	2×20HA10=31.40	20
7	5.71	2×17HA10=26.68	20

b) Aciers horizontaux

❖ **Selon le RPA2003**

• Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement), Selon l'RPA le pourcentage minimal est égal à : A_h =0.15%B B: La section globale de voile**. [RPA Art 7.7.4.3]**

Tableau VI.28. Les armatures horizontaux et leurs espacements.

voile	$A_{h\,min}$ RPA (cm^2)	$A_{h\,choisi}$(cm^2)	S_{choisi} (cm)
1	7.80	32HA10=25.12	20
2	7.80	32HA10=25.12	20
3	7.80	32HA10=25.12	20
4	7.80	32HA10=25.12	20
5	7.80	32HA10=25.12	20
6	7.80	32HA10=25.12	20
7	7.80	32HA10=25.12	20

c) Armatures transversals

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile **[RPA Art 7.7.4.3].**

VI.2.5.3.Vérification des contraintes à l'ELS

Après le choix des armatures, une vérification à L'ELS est nécessaire.

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec: $\bar{\sigma}_b$=0,6× f_{c28} → ($\bar{\sigma}_b$=15MPa)

$\bar{\sigma}_s$=f_e → ($\bar{\sigma}_s$= 400MPa)

Tableau VI.29.Vérification des contraintes normales des voiles

voile	Section (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
1	17×200	-18.62	-442.51	2.80	C.V	35.6	30.04	C.V
2	17×260	-25.62	-668.62	3.10	C.V	144.0	151.6	C.V
3	17×345	-97.76	-1694.56	4.00	C.V	131.9	123.5	C.V
4	17×415	-128.87	-1440.95	3.10	C.V	202.8	187.4	C.V
5	17×400	-155.64	-1304.76	1.70	C.V	103.7	93.0	C.V
6	17×470	-52.05	-1275.08	1.20	C.V	64.5	62.4	C.V
7	17×420	-185.29	-934.63	1.60	C.V	126.3	106.2	C.V

VI.2.5.4.Schéma de ferraillage des voiles

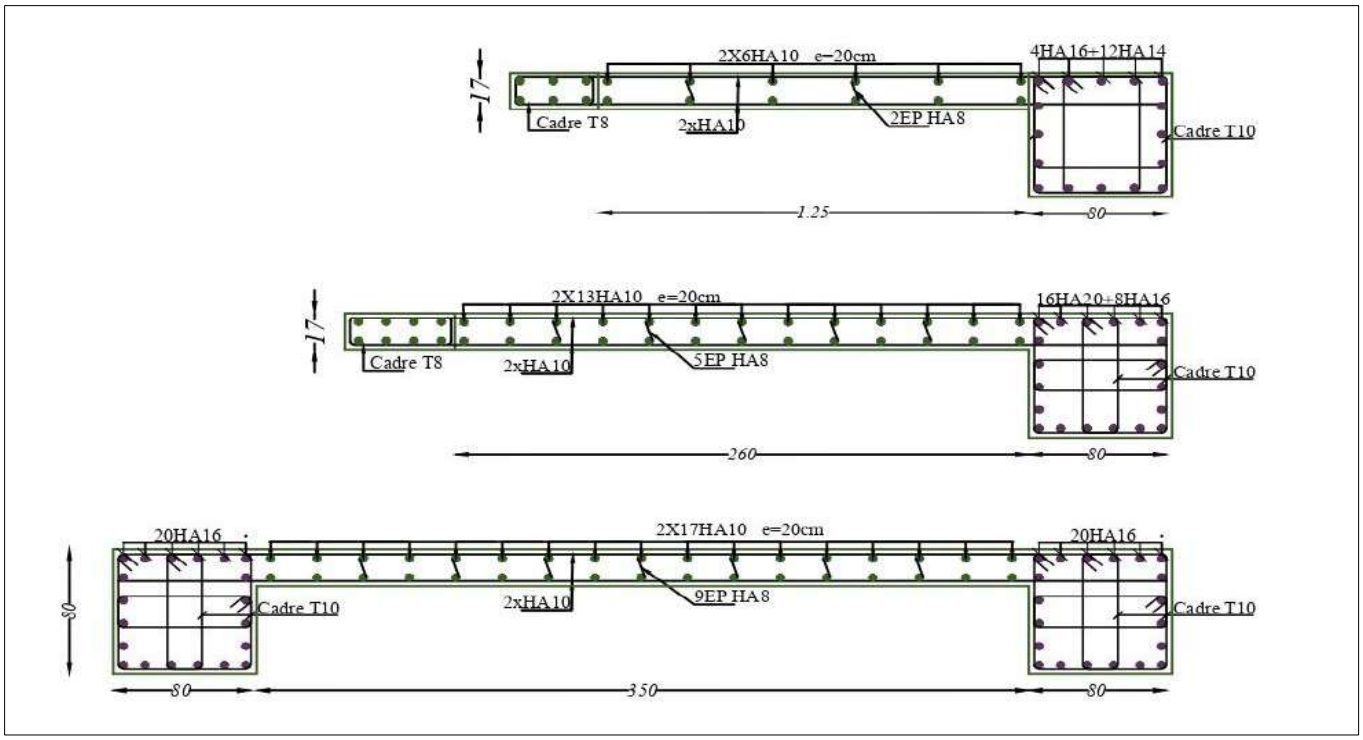


Figure VI.5. Ferraillage des voiles de contreventement.

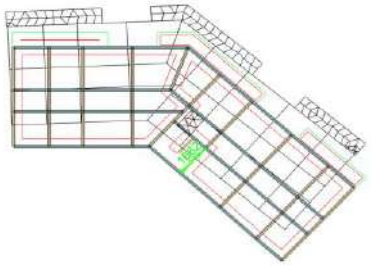
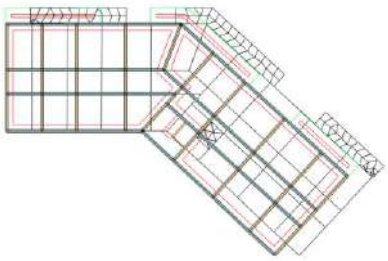
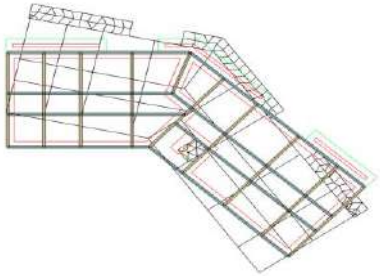
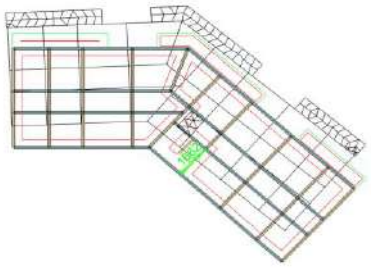
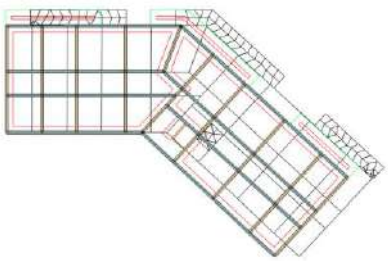
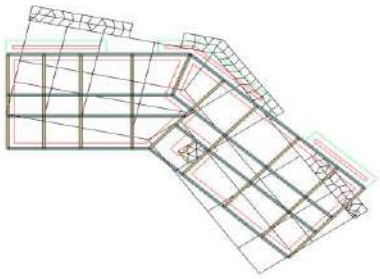
VI.3.Comparaison entre l'application du RPA 2003 et du RPA 2024 sur le bâtiment étudié

Dans cette section, nous comparons les résultats et approches issus de deux études menées sur le même bâtiment, l'une suivant les dispositions du RPA 2003, et l'autre selon les exigences renforcées du RPA 2024. Cette analyse porte notamment sur les classifications sismiques, les méthodes de calcul, le dimensionnement et le ferraillage des éléments structuraux.

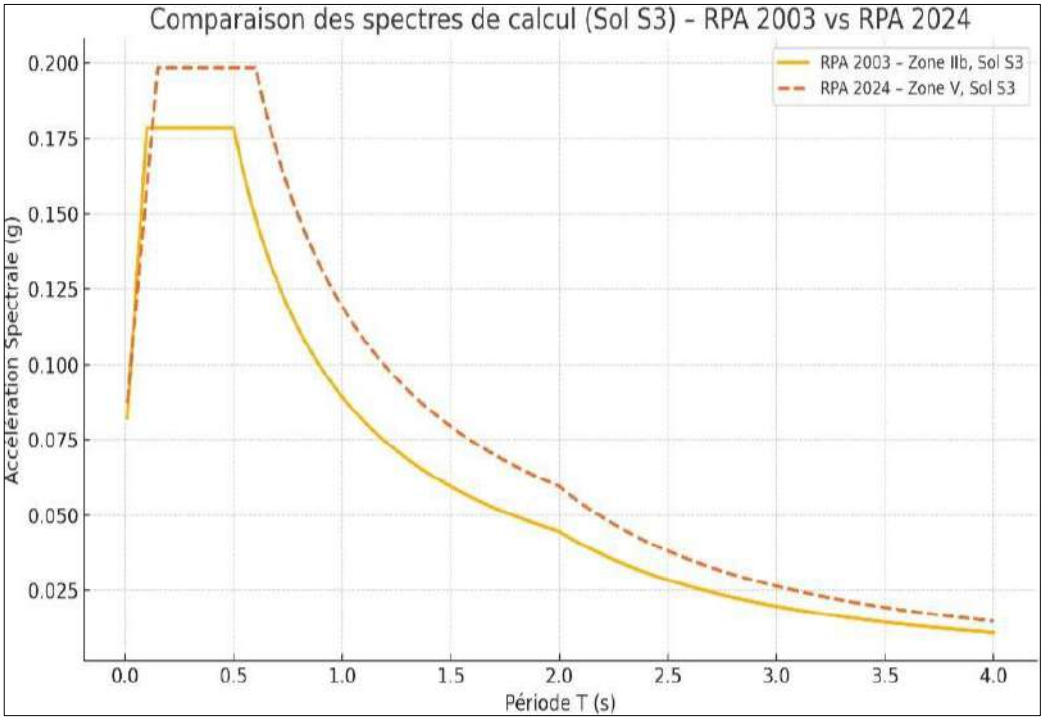
VI.3.1.Classification et critères généraux

Critère	**RPA 2003**	**RPA 2024**
Zone sismique	Zone IIb (sismicité moyenne) **[Art 3.1]**	Zone V (sismicité élevée) **[Art 3.1]**
Classification du site	S3 : site meuble **[Art 3.3]**	S3 : site meuble **[Art 3.2]**
Groupe d'usage	Groupe 2 (importance moyenne)	Groupe 2 (importance moyenne)
Coef d'importance (I)	/	1 **[Art3.4 Tab3.11]**
Action sismique (A)	0.2 **[Tab 4.1]**	0.25 **[Art 3.3 tab 3.1]**
Système de contreventement	catégorie 1b : Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide. [**Art 3.4]**	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles **[Art 3.5]**
Coefficient de comportement R	R = 3.5 **[Tab 4.3]**	$R^{(b)}$ =4.5 **[Art 3.6Tab 3.18]**
Facteur de qualité (Q_f)	1.25 **[Tab 4.4]**	1.1 [**Tab 3.19]**

VI.3.2. Analyse modale

	1er Mode		2éme Mode		3éme Mode		Participation massique (90%)
RPA 2024							Mode 11
	Translation Suivant l'axe 'y'	Ux =0.18 % Uy =66.91 % T = 0.84 s	Translation Suivant l'axe 'x'	Ux= 70.48 % Uy = 0.08 % T = 0.73 s	Rotation autour de l'axe 'Z'	Ux = 0.17 % Uy = 1.74 % T = 0.63 s	
	1er Mode		2éme Mode		3éme Mode		Participation massique (90%)
RPA 2003							Mode 11
	Translation Suivant l'axe 'y'	Ux =0.08 % Uy =66.83 % T = 0.83 s	Translation Suivant l'axe 'x'	Ux= 70.35 % Uy = 0.02 % T = 0.72 s	Rotation autour de l'axe 'Z'	Ux = 0.23 % Uy = 1.81 % T = 0.62 s	

VI.3.3 Spectre de réponse



VI.3.4. Analyse statique et dynamique

Aspect	**RPA 2003**	**RPA 2024**
Spectre de réponse	Simplifié, sans composante verticale	Plus détaillé, introduit composante verticale
Force sismique	$v = \frac{A.D.Q}{R}.W$ **[Art 4.2.1]**	$V = \lambda.\frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$ **[Art 4.2.3]**
l'effort tranchant à la base statique	Vx=7764.24 KN Vy=7062.12 KN	V_x= Vy=6332.06 KN
l'effort tranchant à la base de calcul (ROBOT)	$V_x = 7090.38$ KN $V_y = 6277.62$ KN	$V_x = 6289.31$ KN $V_y = 5351.75$ KN
Combinaisons sismique	$G + Q \pm Edx$ $G + Q \pm Edy$ $0.8G \pm Edx$ $0.8G \pm Edy$	$\begin{cases} G + \psi Q \pm E_x \pm 0.3E_y \\ G + \psi Q \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$
Stabilité au renversement	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$ **[Art 5.5]**	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3$ **[Art 5.5]**
L'effet P-delta	$\theta_k = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$ **[Art 5.9]**	$\theta_k = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$ **[Art 5.9]**
Déplacement inter-étage	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ $\delta_k = R\ \delta_{ek}$. **[Art 5.10]**	$\bar{\Delta}_k = 0.0150\ h_k$ $\Delta_k = \Delta_{ek} \times R\ / Q_F$ **[Art 5.10 ,Tab 5.2]**

VI.3.5. Dimensions des éléments structuraux

Élément	**RPA 2003**	**RPA 2024**
Poteaux	de 80x80 cm² à 60x60 cm²	de 70x70 cm² à 50x50 cm²
Poutres principales	30x45 cm²	30x45 cm²
Poutres secondaires	30x40 cm²	30x40 cm²
Voiles	Épaisseur 17 cm	19 cm

VI.3.6. Ferraillage des poutres

		RPA 2003		RPA 2024	
Poutres	Position	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PP (30x45)	Travée	7.25	5HA14=7.70	6.22	5HA14=7.70
	Appui	16.01	6HA16+3HA14=16.67	14.43	6HA16+2HA14=15.14
PS porteuse (30x40)	Travée	6.71	3HA14+2HA12=6.88	5.89	4HA14=6.03
	Appui	13.76	7HA16=14.07	10.22	3HA14+3HA16=10.65
PS (30x40)	Appui	11.06	6HA16=12.06	12.00	6HA16=12.06
	Appui	11.42	6HA16=12.06	12.50	3HA14+4HA16=12.68

	RPA 2003			RPA 2024		
Poutres	$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)	$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)		S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
PP (30x45)	10	15	4HA8=2.01	8	15	4HA8=2.01
PS porteuse (30x40)	9	15	4HA8=2.01	8	20	4HA8=2.01
PS (30x40)	9	15	4HA8=2.01	8	20	4HA8=2.01

VI.3.7. Ferraillage des poteaux

	RPA 2003			RPA 2024		
Sollicitations	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
S-sol+RDC	69.20	57.60	20HA20+4HA1 = 70.86	53.6	49.00	12HA20+8HA16 = 53.74
1^{er}+2^{eme} étages	62.00	50.63	20HA20=63.82	49.2	42.25	8HA20+12HA16 = 49.26
3^{eme}+4^{eme} étages	39.60	44.10	4HA20+16HA16 =44.72	32.2	36.00	20HA16=40.20
5^{eme}+6^{eme} étages	17.60	38.03	20HA16=40.20	20.6	30.25	16HA16=32.7
7^{eme}+ terrasse étages	33.40	32.40	8HA16+12HA14 =34.55	32	25	16HA16=32.7

VI.3.8. Ferraillage des voiles

	RPA 2003			RPA 2024				
voile	A_{TOT} (cm^2)	$A_{v\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	$A_{g\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{d\ min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{g\ choisie}$ (cm^2)	$A_{d\ choisie}$ (cm^2)
1	24.98	14.44	4HA16+12HA14 = 26.51	10.25	3.8	24.5	6HA14+2HA12 =11.49	16HA14=24.62
2	20.61	14.44	20HA12=22.62	6.64	24.5	24.5	16HA14=24.62	16HA14=24.62
3	65.00	14.44	16HA20+8HA16 = 66.33	39.04	4.75	24.5	10HA20+4HA16 =39.45	20HA16=40.2
4	36.51	14.44	24HA14=36.93	10.67	24.5	24.5	16HA14=24.62	16HA14=24.62
5	66.12	14.44	16HA20+8HA16 = 66.33	53.33	24.5	24.5	16HA20+4HA16 = 58.29	16HA20 +4HA16=58.29
6	97.22	14.44	32HA20 =100.51	73.27	24.5	24.5	24HA20=75.38	24HA20=75.38
7	39.07	14.44	20HA16 =40.20	24.28	24.5	24.5	16HA14=24.62	16HA14=24.62

VI.3.9.Conclusion

La transition du RPA 2003 vers le RPA 2024 constitue une avancée majeure dans la prise en compte du risque sismique en Algérie en tenant compte des leçons tirées des séismes récents.
Le nouveau règlement met en œuvre des exigences plus strictes en matière de classification sismique, de conception des structures et de détails de ferraillage. Ces évolutions se traduisent par une meilleure performance globale des structures, notamment en termes de ductilité, de stabilité au renversement et de limitation des déplacements.

Les résultats de l'étude comparative sur le bâtiment analysé montrent une légère différence dans les dimensions des éléments structuraux et leur ferraillage. La sécurité globale est renforcée par les exigences de ferraillage minimal.
En somme, cette mise à jour réglementaire constitue une réponse pertinente aux défis structurels actuels et futurs, en garantissant une meilleure protection des vies humaines et du patrimoine bâti.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2.Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types:

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VII.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire «BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol. D'après le rapport géotechnique on a : $\bar{\sigma}_{sol}$=2 bar.

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de: D =1.5m.

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont:

γ_d = 17.6 kN/m^3, φ = 20°, C = 0.70 bar, K=6 Kg/cm^3.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment +eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (TVO + ciment + eau).

VII.4.Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

❖ **Combinaisons exigées par le "CBA 93"**

ELU: 1.35G+1.5Q

ELS: G+Q

❖ **Combinaisons exigées par le "RPA 2024" [Art 5.7]**

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4E_1 \\ G + \psi Q \pm 1.4E_2 \end{cases} \qquad \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

VI.5.Etude préliminaire du choix de type de semelle

Les semelles seront calculées dans l'ordre suivant:

Les semelles isolées, les semelles filantes, filantes croisées et radier général.

Et enfin on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure conformément aux bulles de pressions.

NB: (Pour les calculs et les vérifications voir le cours de béton armée « Les fondation »)

VII.6.Calcul des semelles isolées

VII.6.1.Dimensionnement des semelles isolées

NB: S1 semelle isolée sous poteau de rive.

S2 semelle isolée sous poteau intermédiaire.

Tableau VII.1. Dimensionnement des semelles isolées « S1».

S1	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{ch}	B_{ch}	h_{ch}	σ_m (Bar) «sens X »	σ_m (Bar) «sens Y »	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol.}$
				(m)					
ELU	2861.78	-0.57	-6.66	3.7	3.7	0.8	2.56	2.56	C.V
ELS	2080.64	-0.39	-4.79				1.99	1.99	C.V
ACC1	2299.92	168.2	289.44				2.32	2.25	C.V
ACC2	1731.65	44.47	-288.54				1.90	1.76	C.V
ACC3	1999.15	-45.31	280.47				2.09	1.96	C.V
ACC4	1430.88	-169.04	-297.51				1.69	1.61	C.V
ACC5	2451.92	373.99	97.61				2.32	2.48	C.V
ACC6	1449.36	-337.72	67.71				1.57	1.73	C.V
ACC7	2281.44	336.87	-75.78				2.18	2.33	C.V
ACC8	1278.88	-374.84	-105.68				1.46	1.62	C.V

Tableau VII.2. Dimensionnement des semelles isolées « S2».

S2	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{ch}	B_{ch}	h_{ch}	σ_m (Bar) «sens X »	σ_m (Bar) «sens Y »	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol.}$
				(m)					
ELU	3032.52	1.35	-5.77	3.9	3.9	0.9	2.49	2.49	C.V
ELS	2205.69	1.04	-4.16				1.94	1.94	C.V
ACC1	2124.85	188.35	326.57				2.05	1.98	C.V
ACC2	2080.26	27.59	-314.76				2.02	1.87	C.V
ACC3	1862.03	-25.21	307.84				1.87	1.73	C.V
ACC4	1817.45	-185.96	-333.49				1.86	1.78	C.V
ACC5	2415.86	381.23	123.95				2.14	2.27	C.V
ACC6	1539.81	-330.61	61.53				1.54	1.67	C.V
ACC7	2402.48	333	-68.45				2.11	2.24	C.V
ACC8	1526.44	-378.84	-130.87				1.56	1.69	C.V

VII.6.2.Vérification au non poinçonnement

$$P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VII.3.Vérification de poinçonnement sous la semelle isolée S1.

S1	ELU	ACC	Verification
P_u(KN)	2861.78	2451.92	C.V
a (m)	0.70	0.70	C.V
b (m)	0.70	0.70	C.V
h (m)	0.80	0.80	C.V
Uc (m)	6.00	6.00	C.V

Tableau VII.4.Vérification de poinçonnement sous la semelle isolée S2.

S2	ELU	ACC	Verification
P_u(KN)	3032.52	2415.86	C.V
a (m)	0.70	0.70	C.V
b (m)	0.70	0.70	C.V
h (m)	0.90	0.90	C.V
Uc (m)	6.40	6.40	C.V

VII.6.3.Vérification du chevauchement entre les semelles

Pour la vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles, on doit vérifier que :

$L \geq \frac{1.5}{2}(A+A')$

Avec A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent

L=2.5 m

$\frac{1.5}{2}(3.9+3.7) = 5.7 > 2.5m$

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe y), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

L=3.75m

$\frac{1.5}{2}(3.9+3.7) = 5.7 > 3.75$ m

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

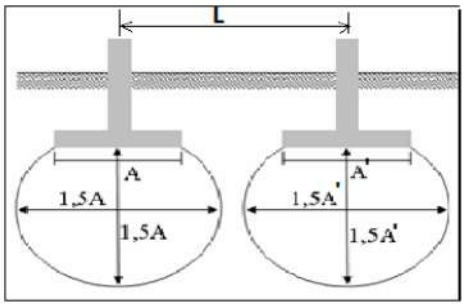


Figure VII.1. Bulbes de pression dans les semelles isolées

❖ **Commentaire:** Les semelles isolées sont chevauchées dans les deux sens (X et Y), donc on adopte des semelles filantes suivant les 2 directions.

VII.7.Calcul des semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante sous un voile
- Semelle filante sous plusieurs poteaux

VII.7.1.Dimensionnement des semelles filantes

Tableau VII.5. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	$\sum N$ (KN)	$\sum M_L$ (KN.m)	$\sum M_T$ (KN.m)	B (m)	H (m)	$\sigma_{L.moy}$ (bar)	$\sigma_{T.moy}$ (bar)	$\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$
SF1	15.20	9783.02	-5712.83	47.94	3.95	0.85	1.86	1.68	C.V
SF2	13.30	10610.32	-5608.60	-14.67	4.45	1.00	2.00	1.79	C.V
SF3	9.15	5624.17	1009.60	50.77	3.30	0.70	1.97	1.88	C.V
SF4	9.15	4051.18	4119.18	37.49	3.00	0.65	1.97	1.49	C.V

VII.7.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VII.6. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{(B+B')}{2}$	$L \geq \frac{(B+B')}{2}$
SF1	SF2	5.05	3.95	4.45	4.20	C.V
SF2	SF3	2.60	4.45	3.30	3.88	C.N.V
SF3	SF4	4.05	3.30	3.00	3.15	C.V

VII.8.Calcul des semelles filantes croisées

VII.8.1.Dimensionnement des semelles filantes croisées

$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$

$S = B \times L \rightarrow h \geq \frac{B_{ch}-b}{4} + \frac{\varphi}{2} + e$

$L = d_G + \sum l_i + d_D$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G=50cm.

d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D=50cm.

Tableau VII.7.Vérification de contraintes entre les semelles filantes croisées.

Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (KN)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	H (cm)	H_{ch} (cm)	σ_{cal} (MPa)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa)	$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$
SF-K	14.40	5196.65	1.80	1.80	31.1	50	0.200	0.2	C.V
SF-I	14.40	6794.34	2.40	2.40	46.1	50	0.197		
SF-1	19.70	10544.57	2.68	2.70	53.6	55	0.198		
SF-2	17.65	8951.43	2.56	2.60	51.1	55	0.195		

VII.8.2.Vérification de la condition de surface de semelle

La surface du la semelle sera déterminer par la condition suivante:

$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \rightarrow S \geq \frac{\sum N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$\sum N_{ser} = 65015.59KN$

$\bar{\sigma}_{sol}$ =0.2MPa

Surface totale des semelles est: 325.08 m²

Surface totale du bâtiment est: 457.50 m²

Donc: $\frac{S_s}{S_B} = \frac{325.08}{457.50} = 71\% > 50\%$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, et ce qui nous mène à envisager un radier général comme fondation, ce type de fondation, pressente plusieurs avantages qui sont:

- l'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure sur le sol d'assise.
- Empêche les tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

VII.9. Etude du Radier général

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la Construction. Cette dalle peut être nervurée ou massive.

VII.9.1.Prédimensionnement du radier

a) Hauteur du radier h_r

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes:

1) Condition forfaitaire
2) Condition de rigidité

Sous réserves des deux autres conditions :

3) Condition de non poinçonnent.
4) Condition de non cisaillement

1) Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5}$$

Avec:

L: la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

L= 6.05 m → $75.63\ cm \leq h_r \leq 121\ cm$ (On prend h_r = 100 cm)

2) Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que:

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec:

L_e: longueur élastique donnée par:

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

K:coefficient d'élasticité du sol béton

0.5≤ K≤12Kg/cm² K=6Kg/cm² → Pour un sol de densité moyenne

E: module d'Yong du E=32164.19 MPA

I: Moment d'inertie du radier

b: largeur du panneau le plus sollicité.

Pour notre cas:

b = 5.90m.

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 6 \times 0.01}{(32164.19)}\left(\frac{2 \times 5900}{3.14}\right)^4} = 104\ cm$$

cm (On prend h_r = 105 cm)

3) Vérification au non poinçonnement du radier

$N_u \leq 0{,}045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **[CBA93-Art.A.53.42]**

Avec :

$U_C = 2 \times (a + h_r) + 2 \times (b + h_r)$

N_U: Effort normal maximum dans les poteaux.

a,b: dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

$h \geq \frac{N_u}{0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$

Tableau VII.8. Impacte du poteau le plus sollicité sur la dalle du radier.

Poteaux du centre (0.7 x 0.7) (m)	ELU	ACC
N_U (KN)	3032.52	4953.71
a (m)	0.70	0.70
b (m)	0.70	0.70
h_r (m)	1.05	1.05
U_c (m)	7.00	7.00
h (m)	0.55	0.72

Tableau VII.9. Impacte du voile le plus sollicité sur la dalle du radier.

voile (0.19 x 4.70) (m)	ELU	ACC
N_U (KN)	2173.60	8819.94
a (m)	0.19	0.19
b (m)	4.70	4.70
h_r (m)	1.05	1.05
U_c (m)	14.00	14.00
h (m)	0.20	0.64

4) Condition de non cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que:

$\bar{\tau} = 0.07 f_{c28}/\gamma_b$ (CBA **93/Art A.5.2.2)**

$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$

$v_u = \frac{q_u.l_{max}}{2} = \frac{N_U.b}{S_{bat}} \times \frac{l_{max}}{2}$

$$\tau_u = \frac{N_U.b}{S_{bat}} \times \frac{l_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_U.l_{max}.\gamma_b}{S_{bat} \times 2 \times 0.9 \times 0.07 f_{c28}}$$

- **ELU**

$$h \geq \frac{89133.05 \times 10^3 \times 6.05 \times 10^3 \times 1.5}{457.5 \times 10^6 \times 2 \times 0.9 \times 0.07 \times 25} = 0.56\ m$$

- **ELA**

$$h \geq \frac{59322.68 \times 10^3 \times 6.05 \times 10^3 \times 1.2}{457.5 \times 10^6 \times 2 \times 0.9 \times 0.07 \times 25} = 0.30\ m$$

❖ **Conclusion**

Les résultats donnés par les quatre conditions on prend l'épaisseur maximale donc On adopte: h_r=105 cm. La hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

b) Hauteur des nervures h_n

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6.05}{10} = 60.5\ cm$$

On prendra: h_n= 70 cm.

$$b_n \geq \frac{h_n}{2} = \frac{70}{2} = 0.35\ cm$$

Soit bn = 0.70 m

c) Epaisseur de la dalle

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{605}{20} = 30.25\ cm$$

On prendra e = 35 cm

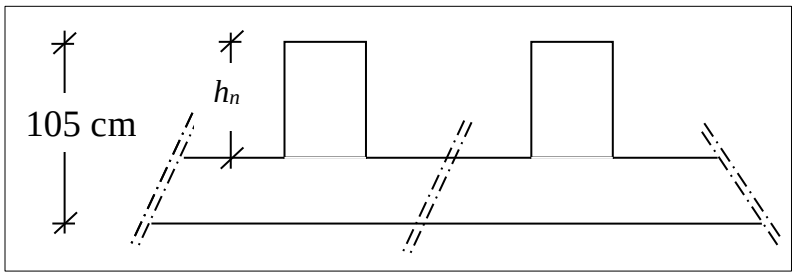


Figure VII.2. Coupe du radier

d) Détermination du débord

D ≥max (h_r/2 ; 0.3m) = max (1.05/2 ; 0.3m) =0.525m

Soit : D = 0.55 m

VII.9.2.Vérification des contraintes dans le sol

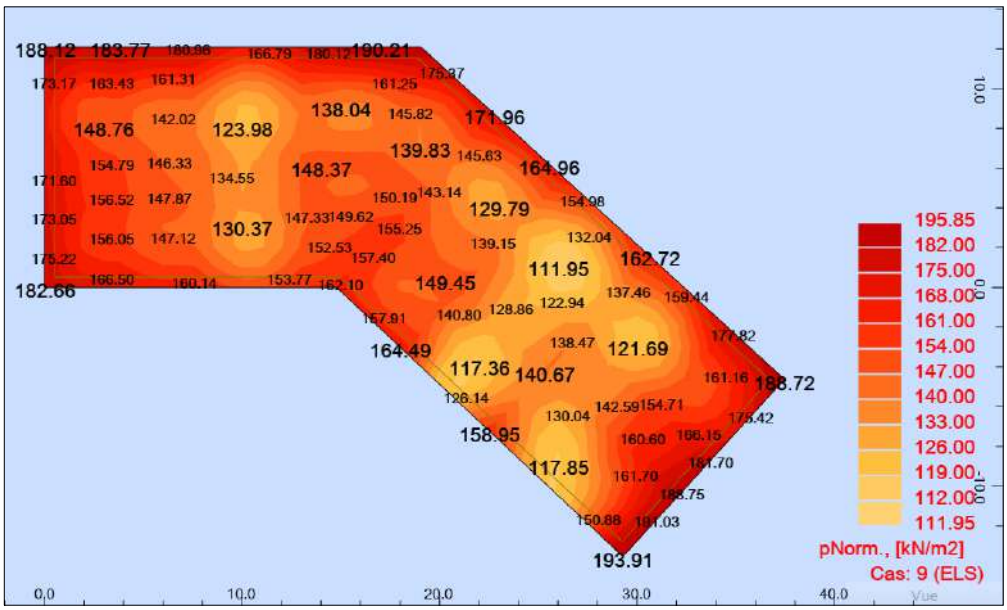


Figure VII.3. Distribution des contraintes à l'ELS.

$\sigma_{max} = 1.94$ Bar

$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow$ 1.94 Bar < 2 Bar **Condition vérifiée.**

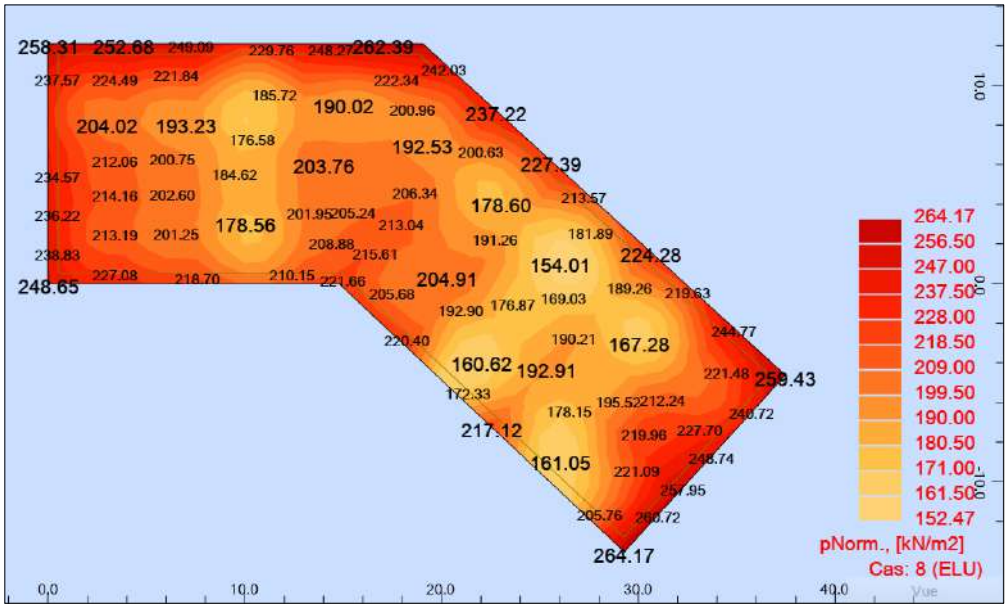


Figure VII.4. Distribution des contraintes à l'ELU.

$\sigma_{max} = 2.64$ Bar

$\sigma_{max} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \rightarrow 2.64$ Bar < 4 Bar **Condition vérifiée.**

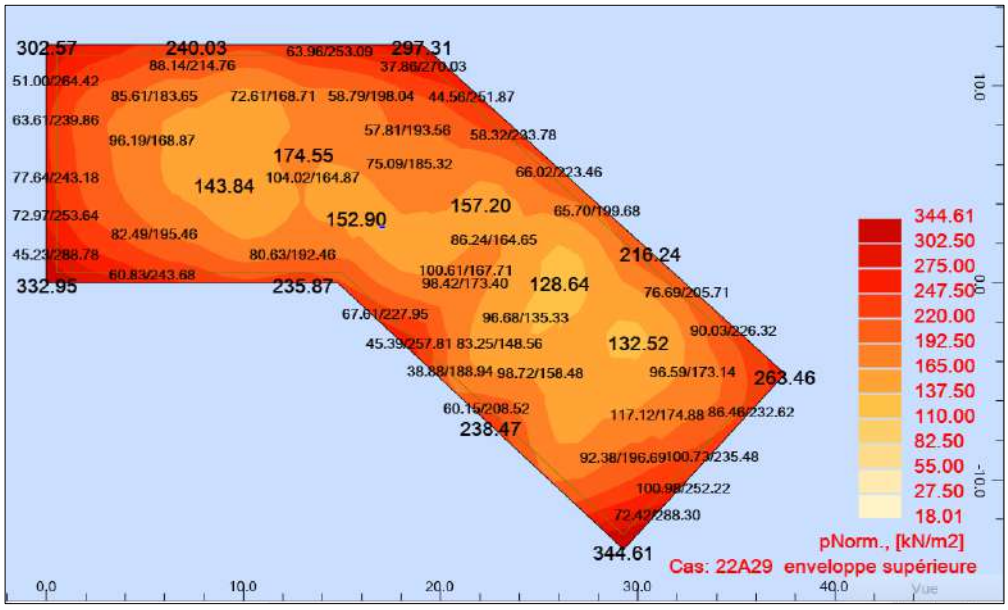


Figure VII.5. Distribution des contraintes « combinaisons accidentelle ».

$\sigma_{max} = 3.45$Bar

$\sigma_{max} \leq 2\bar{\sigma}_{sol} \rightarrow 3.45$ Bar < 4 Bar **Condition vérifiée**

VII.9.3. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux. Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cote est sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérer comme préjudiciable en raison de la présence de l'eau, puis on procédera à la vérification des moments isostatique en travées et sur appuis.

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

VII.9.3.1.Ferraillage de la dalle du radier

Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable:



Figure VII.6. Schéma du panneau le plus défavorable

❖ Evaluation des charges et des surcharges

- **ELU**

$q_u=\sigma_{moy}-\left[\frac{1.35(G_{remblaie}+G_{plate\ forme}+G_{radier})}{S_{radier}}\right]$ =231.5 KN/m^2

- **ELS**

$q_s=\sigma_{moy}-\left[\frac{(G_{remblaie}+G_{plate\ forme}+G_{radier})}{S_{radier}}\right]$= 169.92 KN/m^2

❖ Moment isostatique

Tableau VII.10. Calcul des sollicitations.

	ELU	ELS
M_{tx}(KN.m)	219.64	183.51
M_{ty}(KN.m)	150.76	143.03
M_{ax}(KN.m)	146.43	122.34
M_{ay}(KN.m)	100.51	95.36

❖ Calcul de ferraillage à l'ELU

1) Armatures longitudinales et espacements

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau VII.11. Section d'armatures longitudinales et espacements.

Sens	x-x		y-y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A (cm^2)	21.57	13.92	14.36	9.38
$A_{Choisie}$ (cm^2)	11HA16=22.11	10HA14=15.39	10HA14=15.39	7HA14=10.77
Escapement	9	10	10	14

2) Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable, donc on ne doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$:

Tableau VII.12. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

position	Sens	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	vérification
Travée	x-x	9.13	295.2	15	201.6	C.N.V
	y-y	8.60	327.2			
Appuis	x-x	7.36	279.9			
	y-y	6.86	308.4			

La condition $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée donc on doit ajouter des armatures de renforts.

Tableau VII.13. Section d'armatures de renforts.

Sens	x-x	y-y		
	Travée	Travée	Appuis	Appuis
A (cm^2)	34.55	26.70	26.70	18.69
$A_{Choisie}$ (cm^2)	11HA16+11HA12	10HA14+10HA12	10HA14+10HA12	7HA14+7HA14
Escapement	9	10	10	14

Tableau VII.14. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

position	Sens	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	vérification
Travée	x-x	192.20	201.6	C.V
	y-y	192.70		
Appuis	x-x	164.80		
	y-y	181.3		

VII.9.3.2.Ferraillage longitudinal des nervures

Tableau VII.15. Calcul de Ferraillage longitudinal des nervures.

Nervures	Type	Position	M (KN.m)	Combinations	$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
70x105	1	Travée	-622.35	1.35G+1.5Q	19.67	10HA16=20.10
		Appui	-926.12	$G+\psi Q+1.4EX+0.42EY$	27.58	14HA16=28.14
		Appui	2101.35	$G+\psi Q-1.4EX-0.42EY$	67.66	22HA20=69.10
	2	Travée	-846.28	1.35G+1.5Q	27.15	14HA16=28.14
		Appui	1302.45	$G+\psi Q$ -1.4EY -0.42EX	36.44	19HA16=38.19

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable, donc on ne doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$:

Tableau VII.16.Vérification des contraintes à l'ELS.

nervures	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
70x105	Travée	-453.26	5.29	15	C.V	260.8	201.6	C.N.V
	Appui	725.93	5.49			127.4		C.V
	Travée	-615.21	6.30			255.5		C.N.V
	Appui	695.99	6.38			215.3		C.N.V

La condition $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée en travée donc on doit augmenter la section des armateurs.

Tableau VII.17. Vérification de contrainte normale en travée à l'ELS.

Nervures	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
70x105	Travée	-453.26	14HA16=28.14	188.3	201.6	C.V
		-615.21	18HA16=36.18	200.50		
	Appui	695.99	21HA16=42.21	195.6		

❖ Vérification de cisaillement

Selon **CBA93 [Art A.5.1],** on doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$ telles que:

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

Et : $\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ $\gamma_b = 1.2$ Situation accidentelle , $\gamma_b = 1.5$ Situation durable.

TableauVII.18.Vérification de cisaillement des nervures.

Nervures	Combinaison	V (KN)	$\tau\,(MPa)$	$\bar{\tau}\,(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
70x105	$G+\psi Q+1.4EX+0.42EY$	2743.54	4.15	4.16	C.V

❖ Vérification de la flèche à l'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités sont vérifiées:

$M_{t\,ser} = kxM_0$

K: est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$), on prend: k=0.85

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{70}{605} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625$ C.V

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t\,ser}}{M_0} \rightarrow \frac{70}{605} = 0.12 > \frac{615.19}{10\times723.75} = 0.085$ C.V

3) $\frac{A}{b\times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{36.18}{70\times94.5} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.011$ C.V

❖ Armatures transversales

Tableau VII.19. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Nervures	τ_u (MPa)	CBA 93		RPA 2024			$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	
70x105	4.15	40	2.8	12	52.5	2.52	10	20	6HA8=3.01

❖ Armature de peaux

Lorsque la hauteur utile d'une poutre dépasse 60 cm, des armatures de peau doivent être disposées près des faces verticales pour limiter la fissuration due aux effets de retrait et de température, et pour répartir les efforts de traction dans la zone tendue.

$A_p \geq 0.1\%\ b \times h = 7.35\ cm^2$

On prond: 2(3HA14) = 9.23 cm^2

❖ Ferraillage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 0.55m, le calcul du ferraillage sera la continuité du ferraillage du radier.

VII.9.3.3.Schémas de ferraillage des nervures

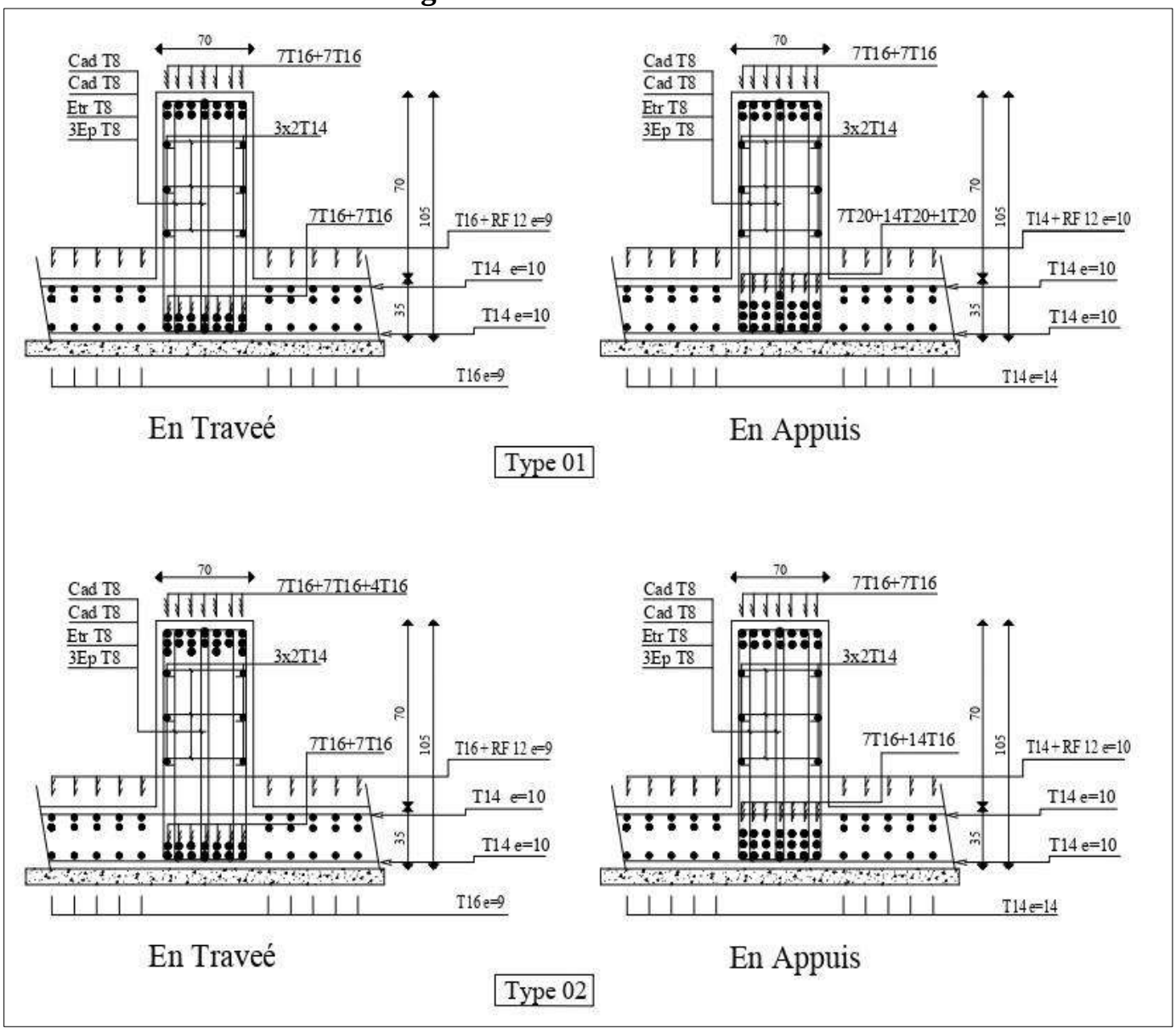


Figure VII.7. Ferraillage des nervures.

Conclusion générale et perspectives

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de notre formation en génie civil, d'enrichir notre compréhension des méthodes de calcul modernes, et d'exploiter les normes techniques et réglementaires en vigueur. En particulier, nous avons approfondi l'application des deux versions du Règlement Parasismique Algérien, RPA 2003 et RPA 2024, à travers une étude comparative rigoureuse du comportement dynamique et du ferraillage des structures.

Cette analyse a mis en évidence l'importance de l'évolution normative dans l'amélioration de la sécurité, mais aussi son impact direct sur le dimensionnement et la quantité d'armatures. Il apparaît ainsi que toute amélioration de la sécurité s'accompagne d'une réflexion nécessaire sur l'optimisation économique, afin de garantir des structures sûres sans entraîner de surcoûts excessifs.

Les résultats obtenus montrent que le RPA 2024 introduit des ajustements visant à améliorer la réponse des structures face aux sollicitations sismiques, notamment par des méthodes de calcul plus affinées et des exigences renforcées en matière de sécurité. Toutefois, ces améliorations peuvent parfois exiger des modifications au niveau des sections des éléments structuraux et de leur ferraillage, ce qui pose des défis d'ordre économique.

L'étude confirme ainsi que le respect des normes parasismiques permet une meilleure maîtrise du comportement sismique des bâtiments, mais requiert une connaissance approfondie des méthodes de modélisation ainsi qu'une capacité à optimiser les choix techniques en tenant compte des contraintes financières.

Un autre enseignement majeur de ce travail concerne la nécessité d'une collaboration étroite entre l'ingénieur civil et l'architecte dès les premières phases du projet. Cette coordination permet d'anticiper les contraintes structurelles dès la conception architecturale, favorisant ainsi des solutions équilibrées à la fois sur les plans techniques, économiques, esthétiques et fonctionnels.

Dans ce contexte, les résultats de l'étude ont révélé que les dimensions des poteaux sont relativement importantes, ce qui compromet l'optimisation des espaces intérieurs et réduit la flexibilité architecturale. Afin de pallier ces limitations, il serait pertinent d'envisager une étude comparative en adoptant un système de voiles porteurs comme alternative. Cette solution permettrait une meilleure rationalisation des espaces et offrirait une plus grande liberté de conception. Les performances obtenues pourraient alors être comparées à celles du système initial, afin d'identifier l'option de contreventement la plus appropriée, tant sur le plan architectural qu'économique.

Ce travail représente pour nous bien plus qu'un simple projet académique. Il marque l'aboutissement d'un parcours exigeant et enrichissant, au cours duquel nous avons développé non seulement nos compétences techniques, mais aussi notre rigueur, notre sens des responsabilités et notre passion pour l'ingénierie des structures. Nous espérons que les connaissances acquises tout au long de cette expérience constitueront une base solide pour notre future carrière professionnelle.

Bibliographie

Documents réglementaires

[1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

[2] Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993. **[D.T.RB.C.2.41]**

[3] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99/version 2003. **[D.T.R-B.C.2.48]**

[4] Règles Parasismiques Algériennes, CGS-Edition janvier 2025, RPA2024. **[D.T.R-B.C.2.48]**

[5] Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988. **[DTR B.C 2.2]**

Livre

1. Calcul Des Ouvrages En Béton Armé.....**BELAZOUGHI.**
2. Conception Et Calcul Des Structures En Béton .....**HENRY THONIER.**
3. Formulaire Du Béton Armé.....**VICTOR DAVIDOVICI.**
5. Béton Armé Guide De Calcul……**H. RENAUD et J. LAMIRAULT.**
6. Béton armé BAEL 91 Modifie Et DTU Associes……..**Jean-Pierre Mougin.**
4. Mémoires De Fin D'études Des Promotions Précédentes.

Cours

1. Béton armé.
2. Résistance des matériaux.

Logiciels

1. Word 2010……**Traitement du texte.**
2. Excel 2010…….....**Calcul.**
3. Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2024……**Calculs des sollicitations.**
4. Autodesk AutoCAD 2022…….**Dessin.**
5. Robot EXPERT 2010…….....**Calculs de ferraillage.**
6. SOCOTEC …….....**Calculs de ferraillage.**
7. RPA 2024 integrator…….**Intégration De Spectre de Réponse Dans Logiciels Robot 2024.**

Annexes

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i I_{fi}} \; et \; \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \; et \; F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$ $\qquad \Delta f_t = f_v - f_i$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).